

SIMULAÇÃO SIMPLIFICADA DA PROPAGAÇÃO DA MARÉ

EM SISTEMAS COMPLEXOS DE EMBOCADURAS

*Carlos Alberto Rodrigues Simões*

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE  
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA-  
NEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO  
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

Aprovada por:

*Rui Carlos Vieira de Sá*

Presidente

*Alvaro*

*Cilide Nam*

RIO DE JANEIRO

ESTADO DA GUANABARA - BRASIL

JULHO DE 1974

À minha mãe.

Ao meu irmão.

À minha sobrinha Karla.

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. RUI CARLOS VIEIRA DA SILVA, pela orientação segura e objetiva no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. PEDRO LUIS ANTONIO GUERRERO SALAZAR, pelas observações e valiosas sugestões que nos auxiliaram a atingir nossos objetivos.

Ao pessoal docente e administrativo da COPPE e NCE que, direta ou indiretamente, nos ajudou em nossas atividades.

À Universidade Federal da Paraíba, por nos ter concedido a oportunidade de realização do curso e elaboração da tese. Em especial destaque, aos Professores HUMBERTO CARNEIRO DA CUNHA NÓBREGA, SERAFIM RODRIGUES MARTINEZ e VITORIANO GONZALEZ Y GONZALEZ.

À Secretaria de Obras Públicas do Estado da Guanabara, em especial ao Eng<sup>o</sup> LUIS FELIPE PUPPE DE MIRANDA, por nos ter fornecido todos os dados necessários para a execução de nossa tarefa.

À Sra. MARIA DE FÁTIMA GUIMARÃES VIDAL, pela dedicação e eficiência na execução dos trabalhos datilográficos.

## SINOPSE

O objetivo do presente trabalho é estudar o comportamento de uma onda de maré, propagando-se através de um sistema complexo de embocadura, ou seja, onde se apresentam canais, reservatórios naturais e singularidades como meandros, ilhas, bifurcações, transições graduais e bruscas, etc.

Procuramos ponderar o efeito de cada um destes fatores no amortecimento da maré, estudando qualitativa e semi-quantitativamente os efeitos do amortecimento em calha, em reservatório e por singularidades.

O sistema estudado caracteriza-se por quatro aspectos fundamentais: pequeno número de ramificações, grandes reservatórios, existência dos principais tipos de singularidades estudados na hidráulica, e transiente lento.

Esta última característica permitiu estudar o amortecimento em singularidades por abordagem adequada a escoamento permanente, enquanto o estudo do amortecimento tanto em calha como em reservatório pode ser efetuado por solução tipo "storage routing".

Os resultados evidenciaram o papel fundamental do amortecimento em reservatório, em relação aos demais fatores, o que, provavelmente, é verdadeiro para todos sistemas de características análogas às do estudado, nos quais o transiente seja lento.

## ABSTRACT

The analysis of a tide propagation along a complex estuary system consisting of channels, natural reservoirs and singularities such as meanders, islands, bifurcations, gradual and sudden transients was the subject of this study. The effect of each of these factors in the routing of the tide were analyzed in qualitative and quantitative form.

In the system under study, characterized by small number of bifurcations, large reservoirs, presence of main types of hydraulic singularities and gradual transients, the steady state conditions were used and the storage routing approach used for the routing of the tide along the system.

The results show the main influence of the reservoir in comparison to the other factors in the tide propagation..

## ÍNDICE

Capítulos:

Páginas:

1	INTRODUÇÃO .....	1
2	ESTUDO DOS FATORES DE AMORTECIMENTO DA ONDA MARÉ	2
2.1	Singularidades .....	2
2.1.1	Curvas .....	2
2.1.2	Obstáculos .....	7
2.1.3	Junções .....	12
2.1.4	Transições .....	14
2.2	Amortecimento em canais .....	17
2.2.1	Equações do escoamento não permanente em rios e canais .....	17
2.2.2	Estudo do termo de perda de carga nas equações do movimento .....	22
2.3	Amortecimento em reservatórios .....	25
3	CÁLCULO DO AMORTECIMENTO EM CANAL .....	25
3.1	Métodos hidráulicos .....	26
3.1.1	Esquema explícito .....	26
3.1.2	Esquema implícito .....	27
3.2	Métodos hidrológicos .....	29

Capítulos:

Páginas:

4	ESTUDO DE UM CASO APLICADO .....	40
4.1	Descrição do sistema .....	40
4.2	Medições existentes .....	41
4.3	Estimativa do amortecimento em singulari- dades .....	43
4.4	Cálculo do amortecimento em canal-reservat tório .....	47
4.4.1	Método implícito .....	47
4.4.2	Modelo hidrológico .....	54
5	CONCLUSÕES .....	61
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	63
	APÊNDICE 1 .....	65
	APÊNDICE 2 .....	75
	APÊNDICE 3 .....	79

LISTA DE FIGURAS

Figuras:	Páginas:
2.1 - Comportamento do escoamento em canal aberto, numa curva elementar .....	5
2.2 - Representação esquemática do escoamento através de uma obstrução .....	8
2.3 - Critério para escoamento supercrítico e subcrítico numa obstrução .....	11
2.4 - Confluência de rios ou canais .....	13
2.5 - Tipos de transições bruscas .....	15
2.6 - Representação gráfica de um elemento do canal .....	20
3.1 - Malha retangular para o esquema explícito difusivo .....	27
3.2 - Malha retangular de ponto centrado .....	28
3.3 - Hidrógrafo de afluência e efluência .....	31
3.4 - Taxa de armazenamento em relação ao tempo ..	31
3.5 - Curva de armazenamento-efluência .....	32
3.6 - Componentes do armazenamento em canal .....	39
4.1 - Representação gráfica do sistema em estudo - Baixada de Jacarepaguá .....	42



Figuras:

Páginas:

4.2	-	Variação da perda de carga com o número de Froude - Canal da Barra, para a curva próxima a embocadura .....	46
4.3	-	Método de Muskingum - Curva para a determinação de $XP$ e $K$ do trecho L.06 à VIA-11 do Canal de Marapendi .....	56
4.4	-	Método de Muskingum - Curva para a determinação de $XP$ e $K$ do trecho L.06 à VIA-11 do Canal de Marapendi .....	57
4.5	-	Método de Muskingum - Curva para a determinação de $XP$ e $K$ do trecho L.06 à VIA-11 do Canal de Marapendi .....	58
4.6	-	Método de Muskingum - Curva para a determinação de $XP$ e $K$ do trecho L.06 à VIA-11 do Canal de Marapendi .....	59
4.7	-	Hidrógrafo das vazões de afluência e efluência - Canal de Marapendi, trecho L.06 à VIA 11 .....	60

LISTA DE SÍMBOLOS

$A$ ,	área da seção transversal do rio ou canal.
$b$ ,	distância para as margens do canal em cada metade da corrente.
$B$ ,	largura da seção transversal à superfície livre.
$C$ ,	velocidade de propagação da onda (celeridade).
$C_0, C_1, C_2$ ,	constantes.
$\epsilon$ ,	relação entre a energia após a obstrução para a energia numa seção da obstrução.
$f(t)$ ,	função do tirante com o tempo, na fronteira.
$F$ ,	número de Froude.
$F_i$ ,	função em $Y$ e $V$ , associada à equação da continuidade.
$F_N$ ,	função em $Y$ e $V$ , representando a condição de fronteira no final de um trecho.
$g$ ,	aceleração da gravidade.
$G_0$ ,	função em $Y$ e $V$ , representando a condição da fronteira no início de um trecho.
$G_i$ ,	função em $Y$ e $V$ , associada à equação da quantidade de movimento, malha $i$ .

$h_k$ ,	perda de carga em uma curva devido à mudança de direção do escoamento.
$h_r$ ,	perda de carga numa curva devida à rugosidade.
$i$ ,	índice da seção de ordem $i$ , de um trecho.
$I$ ,	vazão de afluência.
$i_t$ ,	declividade transversal da superfície do fluido que escoa numa curva.
$J$ ,	perda de carga unitária na curva.
$j$ ,	índice correspondente ao instante de ordem $j$ .
$K$ ,	constante de armazenamento.
$\ell$ ,	comprimento de uma curva segundo o eixo.
$L$ ,	comprimento de onda.
$n$ ,	coeficiente de atrito, fórmula de Manning.
$\eta$ ,	amplitude da onda.
$P$ ,	perímetro molhado.
$q$ ,	fluxo lateral por unidade de largura.
$Q$ ,	vazão média em uma seção transversal.
$r$ ,	raio de curvatura para um ponto qualquer da curva.
$R$ ,	raio hidráulico.

$R_c$ ,	raio de curvatura segundo o eixo da curva.
$S$ ,	armazenamento.
$S_o$ ,	declividade do fundo do rio ou canal.
$S_f$ ,	declividade de atrito.
$t$ ,	tempo ou instante de cálculo.
$\tau$ ,	constante da fórmula de Boussinesq.
$\Gamma$ ,	relação entre as larguras na obstrução e após a <u>obs</u> trução.
$V$ ,	velocidade média na seção transversal.
$V_o$ ,	velocidade do filamento central em uma curva.
$X$ ,	distância medida na direção do canal.
$XP$ ,	coeficiente adimensional na fórmula do armazenamen- to.
$Y$ ,	tirante d'água, ou profundidade.
$Z$ ,	elevação da superfície da água, com relação a um <u>da</u> tum.

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

A penetração da maré através de uma embocadura caracteriza-se por uma atenuação de sua amplitude a medida que ela caminha para montante até o ponto em que a perda de carga e o gradiente de pressão devido à interação entre massas d'água oceânicas e fluviais, provoca uma inversão da corrente. Este fenômeno provoca um movimento oscilatório para montante e para jusante, de acordo com as oscilações da maré.

A propagação em uma embocadura simples, ou seja, um trecho do rio, é comandada unicamente pelo atrito na calha fluvial e pela interação entre vazões de jusante e vazões de montante. O seu estudo limita-se portanto à solução das equações dos escoamentos não permanentes, conhecidos o maregrama na embocadura, as características topográficas do canal e a curva chave na seção de inversão.

Um grande número de embocaduras apresenta todavia uma configuração bem mais complexa do que um simples trecho de rio, sujeito a influência de maré. Além de um certo número de canais, elas podem apresentar reservatórios e singularidades que influenciam, à sua maneira, o comportamento da maré em sua propagação.

Nosso estudo restringe-se a escoamentos que podem ser tratados como unidimensionais e a transientes do tipo de onda longa, isto é, onde a razão da profundidade  $h$  para o comprimento de onda  $L$  é  $\frac{h}{L} \ll 1$ .

## CAPÍTULO 2

### ESTUDO DOS FATORES DE AMORTECIMENTO DA ONDA MARÉ

#### 2.1 SINGULARIDADES

##### 2.1.1 CURVAS

Boussinesq, citado em SHOCHLITSCH<sup>13</sup>, considera a perda de carga em uma curva como a soma da perda  $h_r$ , devida à rugosidade das paredes em um canal retilíneo de igual comprimento e a perda de carga adicional  $h_k$ , devida à mudança de direção da corrente. A perda de carga  $h_r$ , devida à rugosidade, pode ser calculada por qualquer fórmula, utilizando a velocidade média e considerando o comprimento do canal como sendo igual ao do eixo da curva.

A perda de carga  $h_k$ , devida à mudança de direção é:

$$h_k = \tau \cdot \frac{L \cdot V^2}{R} \sqrt{\frac{B}{R_c}} \quad (2.1.1)$$

onde:

B = largura do trecho curvo do canal

V = velocidade média, em m/s, num trecho reto do canal, de igual seção e com  $L$  metros de comprimento

R = raio hidráulico, em metros

$R_c$  = raio de curvatura segundo o eixo de curva, em metros.

Em função do número de Froude,  $F$ , teremos:

$$h_k = \tau \cdot g \cdot \ell \cdot F^2 \sqrt{\frac{B}{R_c}} \quad (2.1.2)$$

onde:

$$F = \frac{V}{\sqrt{Rg}} \quad (2.1.3)$$

Para o coeficiente  $\tau$ , Boussinesq dá o valor muito provável  $\tau = 0.0003$ , enquanto que W. Lahmeyer, citado em SHOCHLITS-CH<sup>13</sup>, propõe:

$$\tau = \frac{3 n^2}{4 R^{1/3}} \quad (2.1.4)$$

onde  $n$  é o coeficiente de rugosidade do canal (segundo Ganguillet e Kutter).

A perda de carga unitária, na curva de um canal resulta finalmente:

$$J = \frac{h_r + h_k}{\ell} \quad (2.1.5)$$

Em resumo, encontramos em GONCHAROV<sup>1</sup> as seguintes considerações sobre o escoamento em curvas:

a. Os principais aspectos do comportamento do escoamento em uma curva, são determinados pelo fato de que a corrente tem a mesma energia específica e a mesma distribuição de energia através da largura, do que no trecho retilíneo próximo à curva. Por is

so, o escoamento modifica-se, de maneira que as perdas de energia na curva, são reduzidas a um mínimo. A modificação na estrutura do escoamento começa antes do início geométrico da curva, a uma distância angular de  $(0.15 \text{ a } 0.20) \pi$  do mesmo; a distribuição da velocidade longitudinal sobre a largura do escoamento corresponde a condições de perda mínima de energia. A região da curva com esta distribuição de velocidade longitudinal constitui a faixa característica principal da curva. Nesta região, a velocidade média vertical,  $V_b$ , é dada pela equação (2.1.6):

$$\frac{V_b}{V} = 1.08 \frac{R_c}{r} \left(\frac{b}{B}\right)^{0.08} \quad (2.1.6)$$

onde:

$V$  = velocidade média na seção transversal

$R_c$  = raio axial da curva

$r$  = raio de curvatura para pontos não axiais

$b$  = distância para as margens em cada metade da corrente

$2B$  = largura do trecho curvo do canal

Uma curva produz também declividade transversal da superfície líquida e a diferença de níveis é dada pelas equações (2.1.7) e (2.1.8); ver figura (2.1).

$$\Delta z = \frac{V_o^2}{2g} \left( \frac{R_c^2}{r_2^2} - \frac{R_c^2}{r_1^2} \right) \quad (2.1.7)$$



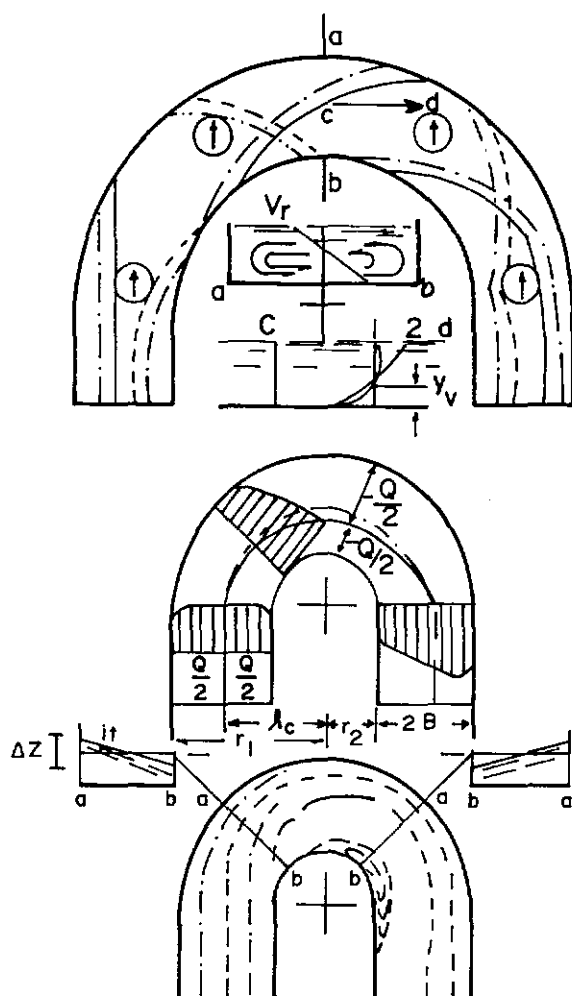


FIG. 2.1 - COMPORTAMENTO DO ESCOAMENTO EM CANAL ABERTO, NUMA CURVA ELEMEN-TAR.

$$i_t = \frac{V^2}{gR_C} \quad (2.1.8)$$

onde

$\Delta z$  = diferença de nível entre 2 pontos

$V_o$  = velocidade do filamento central do escoamento

$R_C$  = raio de curvatura do eixo da curva

$i_t$  = declividade transversal

$V$  = velocidade média do escoamento

$r_1, r_2$  = valores de  $r$  para dois pontos não axiais.

b. A modificação do escoamento destinada a assegurar perda mínima de energia é complicada pelo efeito de retardamento provocado pelo leito.

Na parte superior do escoamento as forças centrífugas são maiores do que as centrípetas e estas diferenças produzem um deslocamento transversal do líquido, da parte mais interna para a parte exterior da curva. Na parte inferior da massa fluida que se desloca, ocorre o contrário. Estes deslocamentos transversais do líquido dão origem às correntes de circulação.

c. A modificação do escoamento, relacionada com o aumento de velocidade próximo à margem interna, na faixa principal da curva, veja equação (2.1.6), provoca um deslocamento transversal de grande parte da vazão em direção à margem interna, no começo da curva. A velocidade média desse deslocamento é:

$$V_{dis} = \frac{\Delta Q}{\ell.H} \quad (2.1.9)$$

onde:

$\ell$  = comprimento segundo o eixo da curva

$\ell.H$  = área segundo o eixo da curva

$\Delta Q$  = vazão através da área  $\ell.H$

d. A tendência, anteriormente mencionada, do escoamento se processar com perda mínima de energia na curva, tem como resultado que a resistência adicional é geralmente menor que 10% da resistência básica do escoamento (canal retilíneo).

## 2.1.2 OBSTÁCULOS

A presença de obstáculos também dá origem a perdas de carga localizadas. A magnitude da perda depende da natureza das obstruções, seu tamanho, forma, número e distribuição.

Uma obstrução no escoamento em canais abertos, representa um fenômeno muito semelhante ao da contração lateral, desde que ambos tem o efeito de diminuir a área da seção transversal do canal. No entanto a contração reduz a seção transversal a uma só abertura, enquanto a obstrução dá origem a pelo menos duas, conforme pode ser visto na figura (2.2).

O grau de redução de seção devido a uma contração lateral é geralmente maior do que o devido a uma obstrução.

O escoamento através de uma obstrução, pode ser subcrí-

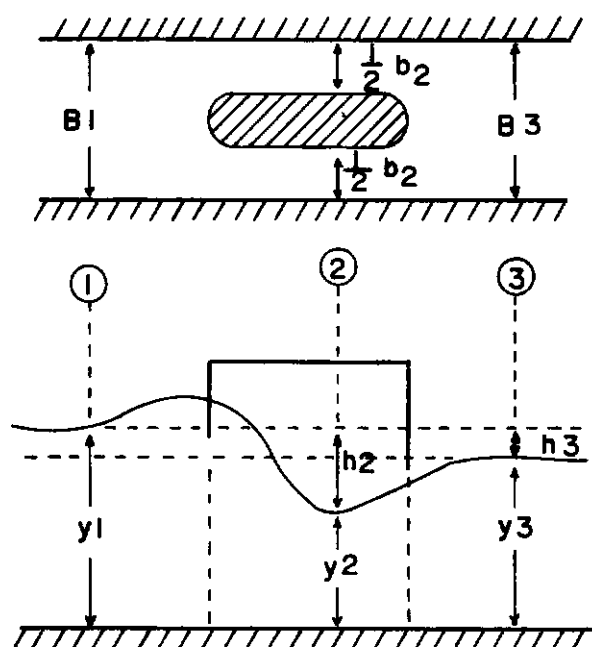


FIG. 2.2 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO ESCOAMENTO ATRAVÉS DE UMA OBSTRUÇÃO.

tico ou supercrítico. Aplicando a equação da energia para o trecho entre a seção contraída 2 e a seção 3 após a contração, teremos:

$$\epsilon \left( y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} \quad (2.1.10)$$

$$\text{ou} \quad \epsilon y_2 (2 + F_2^2) = y_3 (2 + F_3^2) \quad (2.1.11)$$

onde:

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot y_2}} \quad , \quad \text{número de Froude na seção } \underline{2}$$

$$F_3 = \frac{V_3}{\sqrt{g \cdot y_3}} \quad , \quad \text{número de Froude na seção } \underline{3}$$

$\epsilon$  - relação entre as energias nas seções 3 e 2.

De acordo com a equação da continuidade temos:

$$V_2 \cdot b_2 \cdot y_2 = V_3 \cdot B_3 \cdot y_3 \quad (2.1.12)$$

$$\text{ou} \quad F_2^2 \Gamma^2 y_2^3 = F_3^2 y_3^3 \quad (2.1.13)$$

$$\text{onde} \quad \Gamma = b_2/B_3.$$

Eliminando  $y_2$  e  $y_3$  nas equações (2.1.11) e (2.1.13) ,

vem:

$$\Gamma^2 = \frac{\epsilon^3 F_3^2 (2 + F_2^2)^3}{F_2^2 (2 + F_3^2)^3} \quad (2.1.14)$$

Quando o escoamento na seção 2 é crítico,  $F_2 = 1$ . O valor de  $F_3$  que satisfaz esta condição é chamado valor limite e é representado por  $F_{3L}$ . Assim sendo, para  $F_2 = 1$ , a equação (2.1.14) torna-se:

$$\Gamma^2 = \frac{27 \epsilon^3 F_{3L}^2}{(2 + F_{3L}^2)^3} \quad (2.1.15)$$

Para um dado  $\Gamma$ , o escoamento através da obstrução é crítico se  $F_3 = F_{3L}$ . A análise da equação (2.1.14) nos indica que o escoamento através de uma obstrução é subcrítico se  $F_3 < F_{3L}$  e supercrítico se  $F_3 > F_{3L}$ .

Em CHOW<sup>2</sup> encontramos uma representação gráfica de  $\Gamma$  versus  $F_3$ , para  $\epsilon = 1$  (não há perda de energia),  $\epsilon = 0,95$  (perda de energia é 5%), e  $\epsilon = 0,90$  (perda de energia é 10%); ver figura (2.3).

Para o cálculo da perda de carga entre as seções 2 e 3 podemos usar a equação da energia. Teremos:

$$y_2 + y_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g y_2} = y_3 + y_3 \frac{V_3^2}{2g y_3} + h_f$$
$$h_f = \frac{1}{2} y_2 (2 + F_2^2) - \frac{1}{2} y_3 (2 + F_3^2) \quad (2.1.16)$$

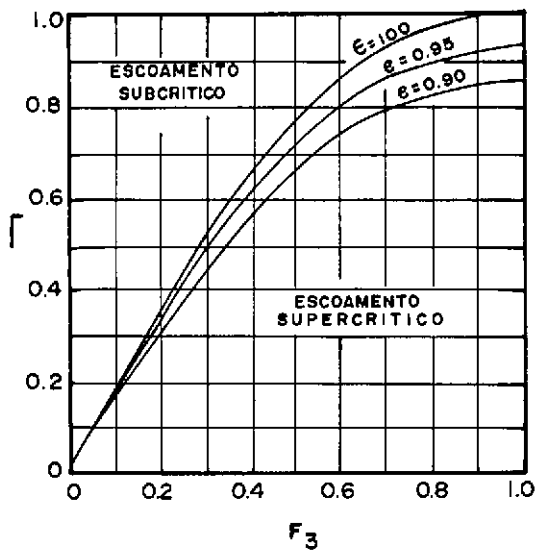


FIG. 2.3 - CRITÉRIO PARA ESCOAMENTO SUPERCRÍTICO E SUBCRÍTICO NUMA OBSTRUÇÃO.

### 2.1.3 JUNÇÕES

O escoamento em uma junção é um fenômeno que envolve numerosas variáveis, tais como o número de canais que confluem, os ângulos de interseção, a forma e a declividade dos canais, as direções e vazões de escoamento, a forma dos cantos da junção, etc.

Consideremos a junção indicada na figura (2.4). Sejam  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_3$  e  $V_4$  os valores das velocidades nas seções próximas à junção. Ao longo do trecho PQ, podemos aplicar a equação da quantidade de movimento. Devido à pequena distância, a influência da resistência devida à rugosidade bem como ao termo  $\frac{\partial u}{\partial t}$  pode ser desprezada.

Segundo DRONKERS<sup>3</sup>, se as diferenças nas velocidades, ocorridas na junção num certo instante, são pequenas, o termo de Bernoulli pode ser desprezado.

Resumindo, encontramos em GUNARATMAN<sup>4</sup> que as condições a que devem satisfazer o escoamento em junções, com  $n$  canais que confluem são:

a. Equação da conservação de massa:

$$\sum_{i=1}^n Q_i = 0 \quad (2.1.17)$$

b. Equação de compatibilidade cinemática:

$$Z_1 = Z_2 = \dots = Z_n \quad (2.1.18)$$

onde:

$$Z = \text{cota}$$



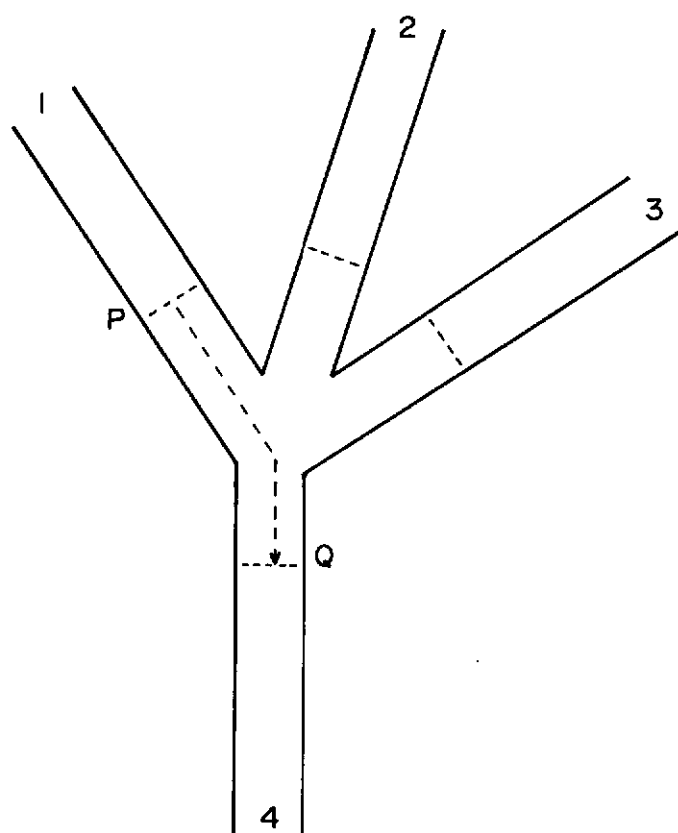


FIG. 2.4 - CONFLUÊNCIA DE RIOS  
OU CANAIS.

Desta maneira, utilizando estas expressões, fica implícito que são desprezíveis os efeitos de perdas adicionais devidos à junções.

#### 2.1.4 TRANSIÇÕES

As transições, com mudanças de dimensões da seção transversal, que ocorrem em um comprimento relativamente curto, induzem movimentos rapidamente variados. Tais transições incluem contrações e expansões bruscas, que podem ser horizontais, verticais ou ambas.

Teceremos algumas considerações apenas sobre a perda de energia através de transições bruscas, para o caso de escoamentos em regime subcrítico.

Para o escoamento subcrítico através de transições bruscas, Formica, citado em CHOW<sup>2</sup>, realizou várias experiências, utilizando canais com 355 mm de largura na seção mais larga e 255 mm na seção contraída. Para contrações, a declividade do canal era 0,00023 nas seções largas e 0,00096 nas seções estreitas; para expansões, 0,00104 nas seções estreitas e 0,00073 nas seções largas. Classificou as expansões e contrações bruscas, segundo os tipos indicados na figura (2.5).

Em condutos fechados, a perda de energia em uma contração brusca pode ser expressa por:

$$\Delta E = k \frac{V_3^2}{2g} \quad (2.1.19)$$

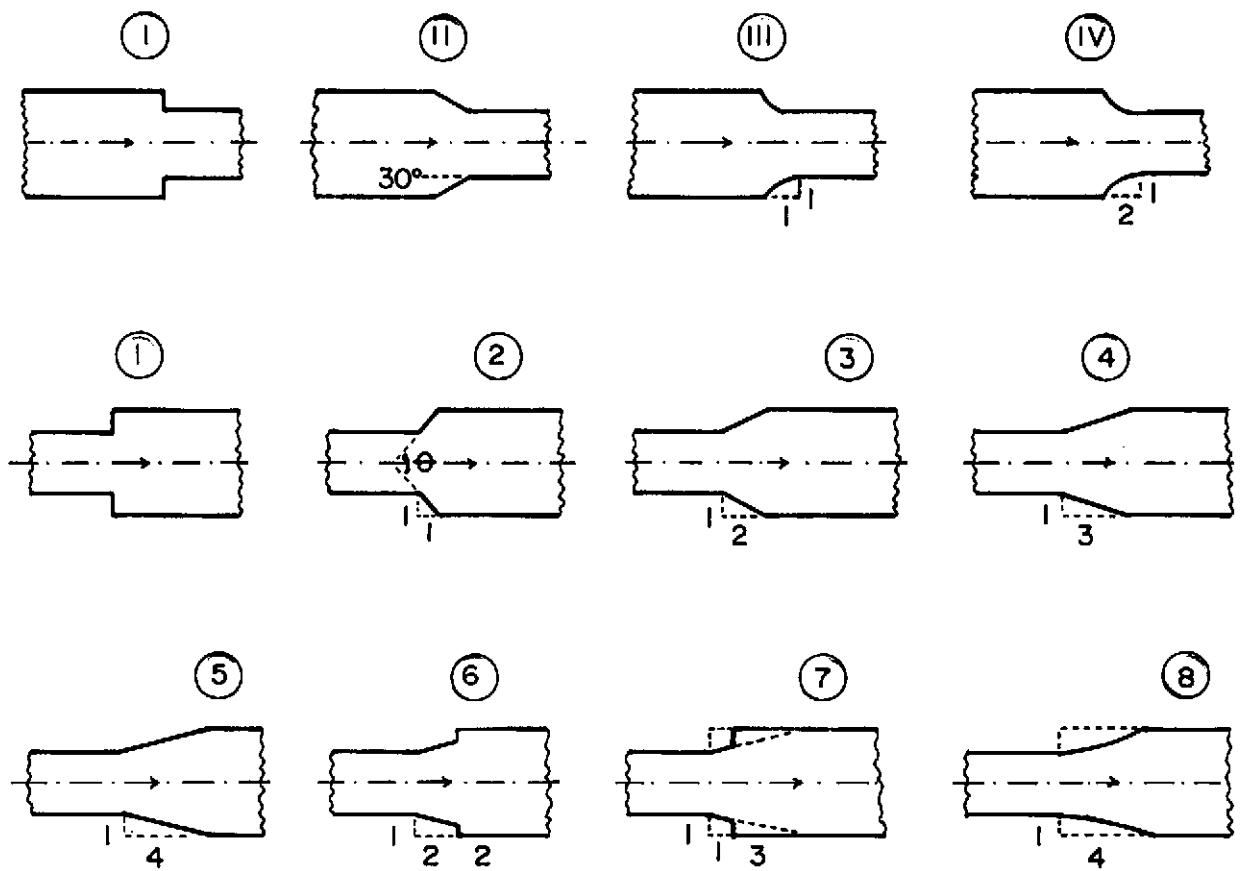


FIG. 2.5 - TIPOS DE TRANSIÇÕES BRUSCAS.

e em uma expansão por:

$$\Delta E = \epsilon \cdot \frac{(V_1 - V_3)^2}{2g} \quad (2.1.20)$$

onde  $k$  e  $\epsilon$  são coeficientes,  $V_1$  e  $V_3$  são as velocidades antes e após a transição, no sentido do escoamento. Formica aplicando estas equações a canais abertos, obteve os seguintes valores médios para  $\epsilon$ :

Tipo de Expansão	1	2	3	4	5	6	7	8
$\epsilon$	0.82	0.87	0.68	0.41	0.27	0.29	0.45	0.44

De acordo com resultados experimentais, os valores de  $k$  para contrações bruscas parecem sofrer grandes variações, geralmente crescendo com a vazão. O valor médio de  $k$  para o tipo I é 0.10 e para os tipos de II a IV é 0.06.

## 2.2 AMORTECIMENTO EM CANAIS

### 2.2.1 EQUAÇÕES DO ESCOAMENTO NÃO PERMANENTE EM RIOS E CANAIS

A medida que uma onda maré penetra em um canal, o atrito com o leito provoca uma perda de carga que se reflete numa progressiva atenuação de sua amplitude para montante.

Bem mais complexa que no caso de singularidades, a perda de carga em canal só pode ser estimada, pelo conhecimento dos valores de velocidade e altura em pontos  $(x,t)$  do escoamento, o que exige a integração das equações diferenciais da onda maré.

A teoria das ondas longas baseia-se nas soluções das equações hidrodinâmicas do movimento e da equação da continuidade.

As marés classificam-se como ondas longas, tendo em vista que seu período é bastante razoável e possuem amplitudes apreciáveis.

As ondas longas em rios têm influência crescente, se o período e a amplitude aumentam; seus períodos variam de alguns minutos a muitas horas, como no caso de ondas maré e ondas de tormenta. Semelhante ao caso das intumescências, quanto maior o período e a amplitude, mais a onda penetrará rio acima. Enquanto o período de maré é fixo, a duração das ondas de tormenta tem ocorrência estatística.

As equações que regem o escoamento não permanente em rios e canais abertos são as equações de St. Venant. Elas constituem um sistema de equações diferenciais a derivadas parciais, de primeira ordem, quase linear, tipo hiperbólico e que, apenas no caso de hipóteses simplificadoras, permitem soluções analíticas. Como refe-

rência, no que diz respeito à determinação destas equações citamos: CHOW<sup>2</sup>, LAY<sup>5</sup>, GILCREST<sup>6</sup> e HENDERSON<sup>7</sup>.

Num rio o movimento de uma onda longa tal como a maré é considerado, usualmente, como escoamento unidimensional e as componentes da velocidade e aceleração nas direções vertical e transversal não são consideradas.

Na obtenção das equações de St. Venant devem ser consideradas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- a) as acelerações verticais são desprezíveis, a pressão é hidrostática em cada ponto do canal e a densidade do fluido é constante;
- b) a componente horizontal da velocidade é considerada a mesma em cada ponto, isto é, temos uma velocidade uniforme sobre cada seção transversal, e a superfície livre é uma linha horizontal através da seção. Isto implica em considerarmos desprezíveis a aceleração centrífuga devido à curvatura do canal e a aceleração de Coriolis;
- c) os efeitos de turbulência e atrito na fronteira traduzem-se pelas equações empíricas de Manning ou Darcy-Weisbach.

As condições de fronteira utilizadas na obtenção dessas equações constituem em considerarmos nulas as componentes da velocidade normais à superfície livre e ao fundo do canal.

Uma vez estabelecidas as hipóteses simplificadoras e obedecidas as condições de fronteira, as equações de St. Venant pa-

ra escoamentos não permanentes em rios e canais podem ser apresentadas como se segue:

Equação da continuidade:

$$B \cdot \frac{\partial Z}{\partial t} + B \cdot V \cdot \frac{\partial Z}{\partial X} + A \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + V \cdot \frac{\partial A}{\partial X} \Big|_{z=\text{cte}} = q \quad (2.2.1)$$

Equação da quantidade de movimento:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + \frac{V \cdot q}{A} + g \cdot \frac{\partial Y}{\partial X} = g (S_o - S_f) \quad (2.2.2)$$

Os símbolos utilizados nessas equações (ver figura (2.6)) têm o significado abaixo:

t = tempo

X = distância ao longo do canal

V = velocidade média na seção transversal

Y = profundidade ou tirante

A = área da seção transversal

B = largura da seção à superfície livre

q = fluxo (afluência ou efluência) lateral por unidade de comprimento

S<sub>o</sub> = declividade do fundo do canal

S<sub>f</sub> = o gradiente de energia

z = cota ou elevação da superfície livre em relação a um plano de referência arbitrário (datum).

g = aceleração devida à gravidade.

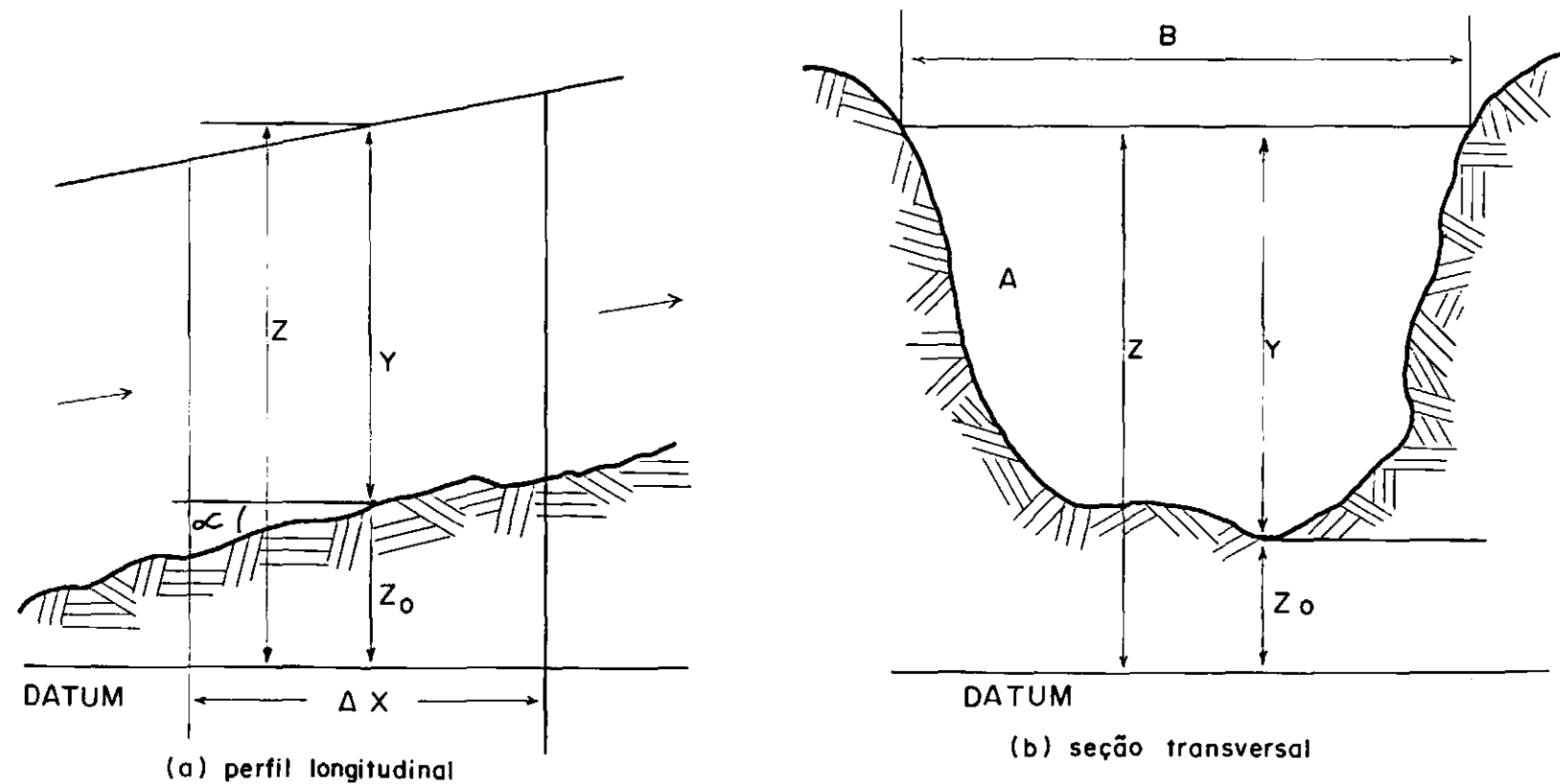


FIG. 2.6 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DE UM ELEMENTO DO CANAL.



Se tomarmos  $Y$  e  $V$  como variáveis dependentes, temos:

$$V \cdot \frac{\partial A}{\partial X} + A \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (2.2.3)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + \frac{q \cdot V}{A} = g \cdot (S_o - S_f) - g \frac{\partial Y}{\partial X} \quad (2.2.4)$$

Quando a área  $A$  é uma função conhecida da profundidade  $Y$ , temos:

$$\frac{\partial A}{\partial X} = \frac{dA}{dY} \cdot \frac{\partial Y}{\partial X} = B \cdot \frac{\partial Y}{\partial X} \quad (2.2.5)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{dA}{dY} \cdot \frac{\partial Y}{\partial t} = B \cdot \frac{\partial Y}{\partial t} \quad (2.2.6)$$

Na equação (2.2.1) o termo  $\frac{\partial A}{\partial X}$  reflete essencialmente o caráter não prismático do canal.

Tendo em vista as equações (2.2.5) e (2.2.6), a equação (2.2.3) pode ser escrita sob a forma:

$$\frac{\partial Y}{\partial t} + \frac{A}{B} \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + V \cdot \frac{\partial Y}{\partial X} - q = 0 \quad (2.2.7)$$

As equações (2.2.7) e (2.2.4) constituem as equações de St. Venant sob a forma divergente. Podem ser encontrados em GUNARATMAN\* maiores detalhes sobre as formas de apresentação das equações de St. Venant.

Na equação de continuidade temos:

$$\frac{\partial Y}{\partial t} = \text{taxa de variação do tirante com relação ao tempo}$$

$\frac{\partial V}{\partial X}$  = taxa de variação da velocidade com a distância

$\frac{\partial Y}{\partial X}$  = taxa de variação do tirante com a distância

Na equação dinâmica temos:

$\frac{\partial V}{\partial t}$  = aceleração local;       $V \cdot \frac{\partial V}{\partial X}$  = aceleração convectiva

$V \cdot \frac{Q}{A}$  = aceleração devida ao fluxo lateral

$g \cdot S_0$  = efeito da força de gravidade

$g \cdot \frac{\partial Y}{\partial X}$  = efeito das forças de pressão

#### 2.2.2 ESTUDO DO TERMO DE PERDA DE CARGA NAS EQUAÇÕES DO MOVIMENTO

Na propagação de onda longa em água pouco profunda, é de grande importância, o estudo das perdas de carga em virtude do atrito com o leito do rio ou canal. Como o escoamento é não permanente, admitimos que a perda de carga num dado intervalo de tempo  $\Delta t$ , suficientemente pequeno, de maneira que sejam desprezíveis as variações de  $V$ , é igual a do escoamento uniforme tendo a mesma velocidade e o mesmo raio hidráulico da seção. De acordo com esta hipótese, podemos utilizar a fórmula de Manning para calcular a perda de carga por atrito com o fundo do rio ou canal. Teremos:

$$S_f = n^2 \cdot \frac{V \cdot |V|}{R^{4/3}} \quad (2.2.8)$$

onde:

$R = A/P$ , é o raio hidráulico da seção

$P$  = perímetro molhado

$n$  = coeficiente de Manning

$V$  = velocidade média do escoamento

É comum admitirmos para  $n$  um só valor, em todos os instantes e em qualquer posição ao longo do rio ou canal. Na realidade, o valor de  $n$  sofre grande variação e depende de um certo número de fatores. É de grande utilidade o conhecimento destes fatores, a fim de que possamos escolher um valor apropriado.

CHOW<sup>2</sup> destaca entre outros os seguintes fatores que influem no valor de  $n$ : rugosidade da superfície, vegetação, irregularidade do canal, cota e vazão, mudança de estação, material sólido em suspensão e de arrasto. Deve-se notar que muitos desses fatores são interdependentes.

A rugosidade da superfície é representada pelo tamanho e forma dos grãos do material que constitui o perímetro molhado. Muitas vezes este é o único fator considerado para a escolha do coeficiente de rugosidade. Falando de uma maneira geral, os grãos finos determinam menores valores para  $n$  do que os grãos de grandes dimensões.

A vegetação pode ser considerada como uma espécie de rugosidade da superfície, retardando o escoamento e reduzindo acen-

tuadamente a capacidade do canal. Este efeito depende, principalmente, da altura, densidade distribuição e tipo de vegetação e é muito importante no projeto de pequenos canais de drenagem.

As irregularidades do canal compreendem irregularidades do perímetro molhado e variações da seção transversal, em tamanho e forma, ao longo do comprimento. Em canais naturais, tais irregularidades são devidas a presença de bancos de areia, saliências, depressões e buracos no leito. Comumente, uma variação gradual e uniforme na forma e tamanho da seção transversal não afetará sensivelmente o valor de  $n$ . No entanto, mudanças bruscas ou seções alternadamente grandes e pequenas determinam grande valor para  $n$ . Neste caso, o aumento no valor de  $n$  pode ser de 0.005 ou mais.

Segundo CHOW<sup>2</sup> não podemos afirmar com muita certeza que o tamanho e a forma do canal são fatores importantes na determinação de  $n$ . Um aumento no raio hidráulico, pode aumentar ou diminuir  $n$ , dependendo das condições do canal.

O valor de  $n$  na maior parte dos escoamentos decresce com o aumento da cota e da vazão. Quando a água é rasa, as irregularidades do fundo do canal são expostas e seus efeitos tornam-se pronunciados. No entanto, o valor de  $n$  pode ser grande em cotas elevadas, se as margens forem ásperas e cobertas com relva.

Devido ao crescimento sazonal das plantas aquáticas, capim, ervas daninhas e árvores, no leito ou nas margens do canal, o valor de  $n$  pode aumentar na estação de crescimento e diminuir no período de hibernação. Esta mudança sazonal pode acarretar variações em outros fatores.

O material em suspensão e o de arrasto, movimentando-se

ou não, dissipam energia, causando perdas de carga.

CHOW<sup>2</sup> apresenta uma tabela, a partir da qual podemos tirar o valor de  $\underline{n}$  levando em consideração os fatores mencionados. Apesar de CHOW ter incluído curvas e obstruções como fatores que influem no valor de  $\underline{n}$ , nós as tratamos separadamente, como causadores de perdas de carga localizadas. A ordem de grandeza destas perdas só pode ser determinada com base em medições ou experimentações.

### 2.3 AMORTECIMENTO EM RESERVATÓRIOS

A grande capacidade de armazenamento dos reservatórios naturais, lagos por exemplo, faz com que um determinado volume de água penetrando, num intervalo de tempo  $\Delta t$ , para dentro do reservatório, corresponda a valores bem pequenos do incremento de altura  $\Delta h$  quando comparados com a capacidade de armazenamento em calha dos canais. Isto parece indicar as dimensões dos reservatórios como elementos fundamentais no processo de amortecimento das marés.

### CAPÍTULO 3

#### CÁLCULO DO AMORTECIMENTO EM CANAL

##### 3.1 MÉTODOS HIDRÁULICOS

Não existe solução analítica exata para o sistema formado pelas equações (2.2.4) e (2.2.7). Mediante determinadas simplificações é possível a obtenção de soluções analíticas aproximadas. O desenvolvimento dos computadores por um lado e dos esquemas numéricos de solução de equações a derivadas parciais por outro, permitiu a obtenção de soluções numéricas aproximadas do sistema em questão.

Todo e qualquer método que implique numa forma de solução do sistema de equações (2.2.4) e (2.2.7) é denominado método hidráulico. Usualmente, são empregados dois esquemas numéricos de diferenças finitas: o explícito e o implícito.

##### 3.1.1 ESQUEMA EXPLÍCITO

Existem vários esquemas explícitos. Dentre eles, consideremos o esquema difusivo. A malha de pontos no plano  $x,t$  é a indicada na figura (3.1):

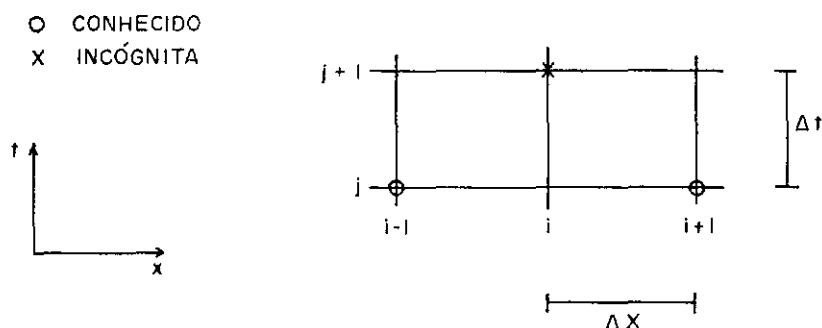


Fig. 3.1 - MALHA RETANGULAR PARA O  
ESQUEMA EXPLÍCITO DIFUSIVO

Os valores de  $V(X)$  e  $Y(X)$  são determinados num instante  $t + \Delta t$ , conhecidos seus valores para qualquer  $X$  no instante  $t$ . Os incrementos  $\Delta X$  e  $\Delta t$  devem, todavia, satisfazer o critério de Courant:  $\frac{\Delta X}{\Delta t} \geq V + C$

### 3.1.2 ESQUEMA IMPLÍCITO

Os cálculos são feitos simultaneamente ao longo de todo canal, em cada intervalo de tempo. O esquema de discretização usado é o de malha com ponto centrado, ver figura (3.2), proposto por AMEIN e FANG<sup>8</sup>. O método desenvolve-se em duas etapas:

1. Representação das equações de St. Venant na forma de diferenças finitas, como um sistema de equações algébricas não lineares.
2. Solução do sistema algébrico resultante pelo método de iteração generalizado de NEWTON.

Os esquemas implícitos são geralmente estáveis, o que a-

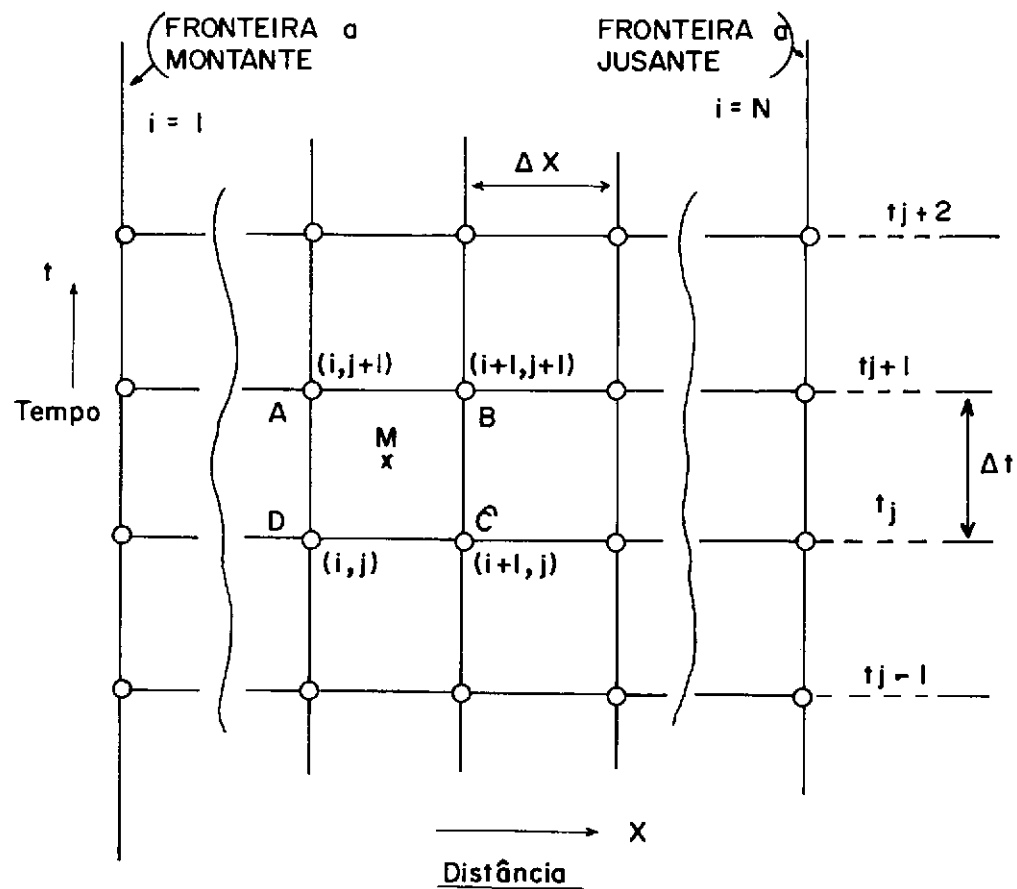


FIG. 3.2 - MALHA RETANGULAR DE PONTO CENTRADO.



fasta a severa restrição do critério de Courant.

Maiores detalhes, sobre o esquema implícito, podem ser encontrados em AHMED<sup>9</sup> e SILVA<sup>10</sup>.

### 3.2 MÉTODOS HIDROLÓGICOS

Os chamados métodos de "storage-routing", são aqueles baseados somente na equação diferencial do armazenamento d'água, ou na equação diferencial da continuidade ou conservação de massa, equação (2.2.1).

Quando uma onda de cheia passa através de um trecho de um canal, as hidrógrafas de afluência e efluência, nas extremidades à montante e à jusante do trecho têm, respectivamente, o aspecto indicado na figura (3.3). Admitindo que seja desprezível o ganho ou perda d'água através do trecho, as áreas totais sob as hidrógrafas são iguais, desde que o volume d'água da cheia é constante. Em canais naturais, a resistência e a capacidade de armazenamento são grandes, conseqüentemente, as características da onda de cheia serão bastante modificadas. Então o pico da cheia é atenuado e retardado, conforme pode ser visto na figura (3.3). A diferença entre as ordenadas das hidrógrafas de afluência e efluência, representada pelas áreas hachuradas na Fig. (3.3), é igual à taxa de variação do armazenamento d'água em relação ao tempo, no trecho considerado, isto é:

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = \bar{I} - \bar{Q} \quad (3.2.1)$$

onde:

$\frac{\Delta S}{\Delta t}$  = variação do armazenamento no intervalo de tempo  $\Delta t$

$\bar{I}$  = valor médio da afluência no intervalo de tempo  $\Delta t$

$\bar{Q}$  = valor médio da efluência no intervalo de tempo  $\Delta t$

O valor de  $\Delta S/\Delta t$  é positivo ou negativo, dependendo do armazenamento estar aumentando ou diminuindo. A equação (3.2.1) constitui a base do procedimento hidrológico de "routing" e o intervalo de tempo  $\Delta t$  é conhecido como o período de "routing".

Se plotarmos a taxa de armazenamento contra o tempo, ver Fig. (3.4), podemos verificar que o armazenamento cresce até o instante em que a afluência é igual à efluência e, diminui a partir deste instante. A área hachurada representa o volume de armazenamento no instante  $t$  após o início da cheia. O maior volume armazenado corresponde ao instante em que a afluência e a efluência são iguais.

Se plotarmos o armazenamento contra a vazão que eflue, a curva resultante tem em geral a forma de um laço, tal como ilustrado na figura (3.5). Nessa figura, podemos verificar que o armazenamento para uma dada efluência, na parte ascendente (ou descendente) da onda de cheia será maior do que (ou menor do que) o armazenamento correspondente à condição de escoamento permanente. A condição de escoamento permanente é representada pela linha tracejada, que ocupa, aproximadamente, a posição média dos dois ramos do "loop", ver CHOW<sup>2</sup>, GILCREST<sup>6</sup> e LINSLEY<sup>11</sup>.

O armazenamento num trecho de canal, para o caso de escoamento não permanente, depende, fundamentalmente, das vazões de

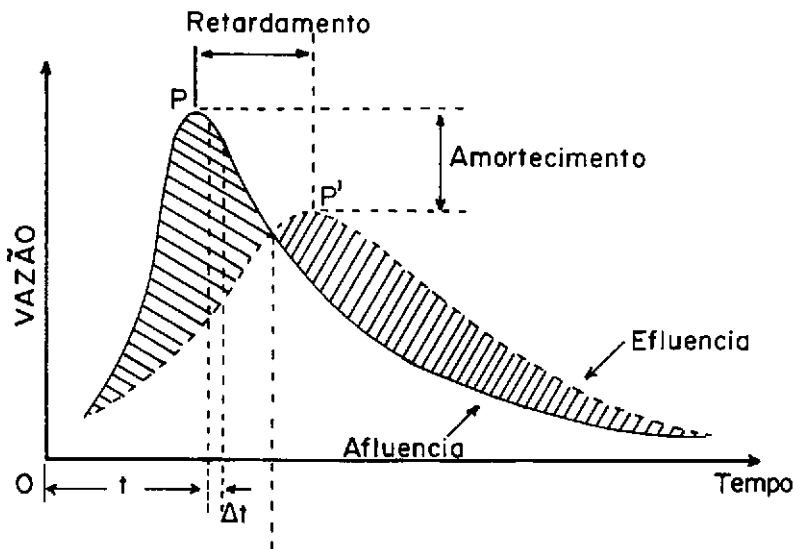


FIG. 3.3 - HIDRÓGRAFAS DE AFLUÊNCIA E EFLUÊNCIA

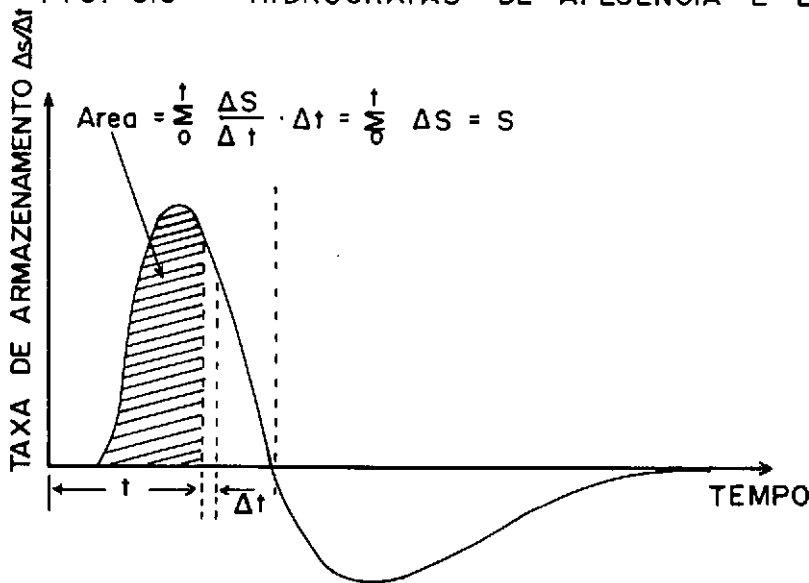


FIG. 3.4 - TAXA DE ARMAZENAMENTO EM RELAÇÃO AO TEMPO.

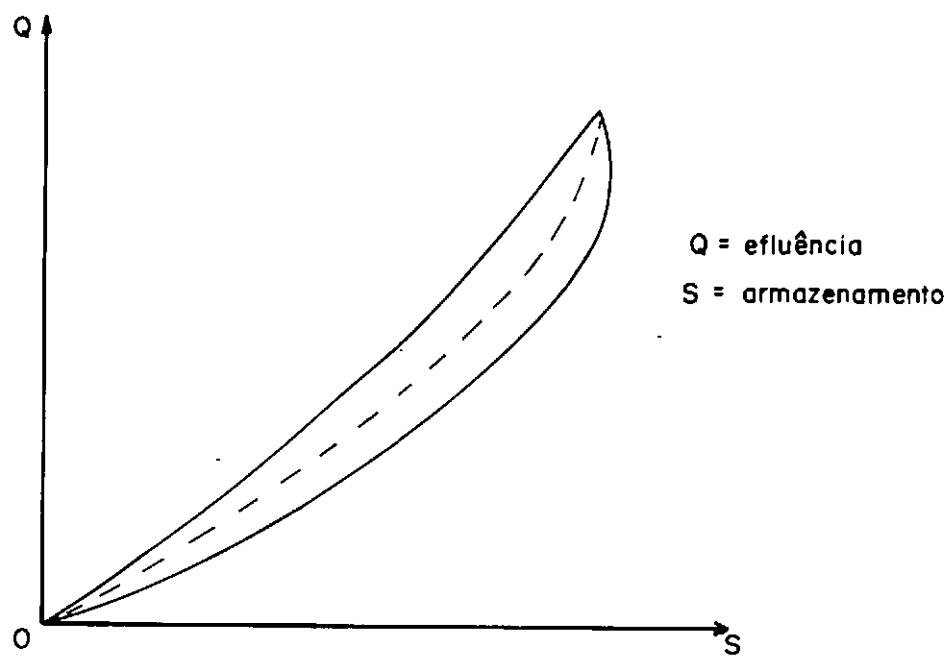


FIG. 3.5 - CURVA DE ARMAZENAMENTO - EFLUÊNCIA

afluência e efluência e das características hidráulicas e geométricas do canal. Podemos admitir que as seções extremas, a montante e a jusante do canal, têm as mesmas relações descarga média ver sus armazenamento com respeito à profundidade de escoamento y. Então teremos:

$$I = a.Y^n \quad (3.2.2)$$

$$Q = a.Y^n \quad (3.2.3)$$

$$S_a = b.Y^m \quad (3.2.4)$$

$$S_e = b.Y^m \quad (3.2.5)$$

onde a e n expressam as características vazão-profundidade das seções; b e m traduzem as características profundidade média-armazenamento do trecho; e  $S_a$  e  $S_e$  são os armazenamentos relacionados às profundidades nas seções extremas do trecho, à montante e à jusante, respectivamente.

Eliminando Y nas Equações (3.2.2) a (3.2.5) vem:

$$S_a = b \cdot \left(\frac{I}{a}\right)^{m/n} \quad (3.2.6)$$

$$S_e = b \left(\frac{Q}{a}\right)^{m/n} \quad (3.2.7)$$

Representemos por XP o fator adimensional que expressa a importância relativa da afluência e da efluência na determinação do armazenamento. Então, podemos escrever a expressão do armazenamento em um trecho da corrente sob a forma:

$$S = XP.S_a + (1 - XP) S_e \quad (3.2.8)$$

ou:

$$S = b \left[ XP . \left(\frac{I}{a}\right)^{m/n} + (1 - XP) . \left(\frac{Q}{a}\right)^{m/n} \right] \quad (3.2.9)$$

Em um canal retangular uniforme, o armazenamento variará com a primeira potência do nível ( $m = 1$ ) e a vazão variará segundo a potência  $5/3$  (de acordo com a fórmula de Manning). Desde que  $m = 1$  e  $n = 5/3$ , teremos na equação (3.2.9)  $\frac{m}{n} = 0,6$ . Em canais naturais,  $\underline{m}$  pode ser, consideravelmente maior que 1 e, por isso,  $\frac{m}{n} > 0,6$ . Com base na equação (3.2.9) foram desenvolvidos vários procedimentos hidrológicos de "routing". Por simplicidade e para fins práticos admite-se que  $\frac{m}{n} = 1$ . Quando os níveis em um trecho são determinados por um controle a jusante, por exemplo, no vertedouro de uma barragem, o armazenamento é função somente do efluência; neste caso  $XP = 0$ . Se for significativo o armazenamento à montante, devido ao remanso, então  $XP$  será maior do que zero. Em canais uniformes atribue-se o mesmo peso à afluência e efluência, e  $XP = 0,5$ . Para a maioria das correntes  $\underline{XP}$  oscila entre 0 e 0,3, com valor médio próximo a 0,2.

No modelo hidrológico admite-se que os efeitos dinâmicos do escoamento são desprezíveis, o que implica em termos um escoamento que varia lentamente com o tempo. Este procedimento é aproximadamente correto para correntes ordinárias com pequena declividade. Quando plotarmos armazenamento versus vazão de afluência, a curva em laço resultante é, geralmente, estreita e podemos ajustar

uma curva média para representar o armazenamento como uma função unívoca da vazão. Se o "loop" é largo, podemos reduzi-lo a aproximadamente uma linha por um ajustamento tal como o empregado pelo Método de Muskingum.

Em correntes com grandes declividades, não podemos desprezar os efeitos dinâmicos do escoamento, conseqüentemente, o modelo hidrológico não pode ser utilizado.

Entre os métodos hidrológicos, consideraremos o método de Muskingum. Este método utiliza a equação (3.2.9), fazendo  $\frac{m}{n} = 1$  e  $\frac{b}{a} = K$ . (K é a constante de armazenamento).

Então temos:

$$S = K \left[ I \cdot XP + (1 - XP) \cdot Q \right] \quad (3.2.10)$$

Na equação (3.2.1) façamos, para qualquer intervalo de tempo  $\Delta t = t_2 - t_1$ :

$$\bar{I} = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$\bar{Q} = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$\Delta S = S_2 - S_1$$

Teremos:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \cdot \Delta t = S_2 - S_1$$

Tendo em vista a equação (3.2.10) podemos escrever:

$$\begin{aligned} \frac{I_1 + I_2}{2} \cdot \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \cdot \Delta t &= K \left[ XP \cdot I_2 + (1 - XP) \cdot Q_2 \right] \\ &- K \left[ XP \cdot I_1 + (1 - XP) \cdot Q_1 \right] \end{aligned}$$

donde temos:

$$Q_2 = C_0 I_1 + C_1 I_2 + C_2 Q_1 \quad (3.2.11)$$

ou

$$Q_{j+1} = C_0 I_j + C_1 I_{j+1} + C_2 Q_j \quad (3.2.12)$$

onde:

$$C_0 = \frac{K \cdot XP + 0,5 \cdot \Delta t}{\alpha}$$

$$C_1 = - \frac{K \cdot XP - 0,5 \cdot \Delta t}{\alpha}$$

$$C_2 = \frac{K - K \cdot XP - 0,5 \cdot \Delta t}{\alpha}$$

$$\alpha = K - K \cdot XP + 0,5 \cdot \Delta t$$

$I_j, Q_j$  = valores das vazões de afluência e efluência no  
no instante  $t_j$ .



$I_{j+1}$ ,  $Q_{j+1}$  = valores das vazões de afluência e efluência  
no instante  $t_{j+1} = t_j + \Delta t$

$\Delta t$  = período de "routing"

O valor de  $\Delta t$ , segundo CHOW<sup>12</sup> não deve ser menor do que  $2K \cdot XP$  nem maior do que  $K$ . Em alguns casos, valores de  $\Delta t$  excedendo  $K$  ou menores do que  $2K \cdot XP$ , podem ser usados sem incorrer em erros sérios. No entanto é aconselhável tomarmos para  $\Delta t$ , valores dentro desses limites.

A equação (3.2.11) nos permite determinar a vazão de efluência, uma vez conhecidos  $XP$ ,  $K$  e  $I(t)$ .

A determinação de  $XP$  e  $K$  é feita a partir do conhecimento de  $Q$  e  $I$ , relativos a cheias anteriores. Para tal, procedemos da maneira seguinte:

a. Calculamos:

$$XY = XP \cdot I + (1 - XP) \cdot Q$$

para vários valores de  $XP$ .

b. Plotamos  $XY$  contra  $Q$ . Será adotado como valor de  $XP$ , aquele para o qual a curva, em laço, obtida se aproxima de uma reta. A declividade da reta ajustada nos dá o valor de  $K$ .

A equação (3.2.10) também pode ser apresentada sob a forma:

$$S = K \cdot Q + K \cdot XP \cdot (I - Q) \quad (3.2.11)$$

Na equação (3.2.11) o primeiro termo pode ser interpretado como representando um armazenamento em prisma, enquanto o segundo representa um armazenamento em cunha, conforme indicamos na figura (3.6).

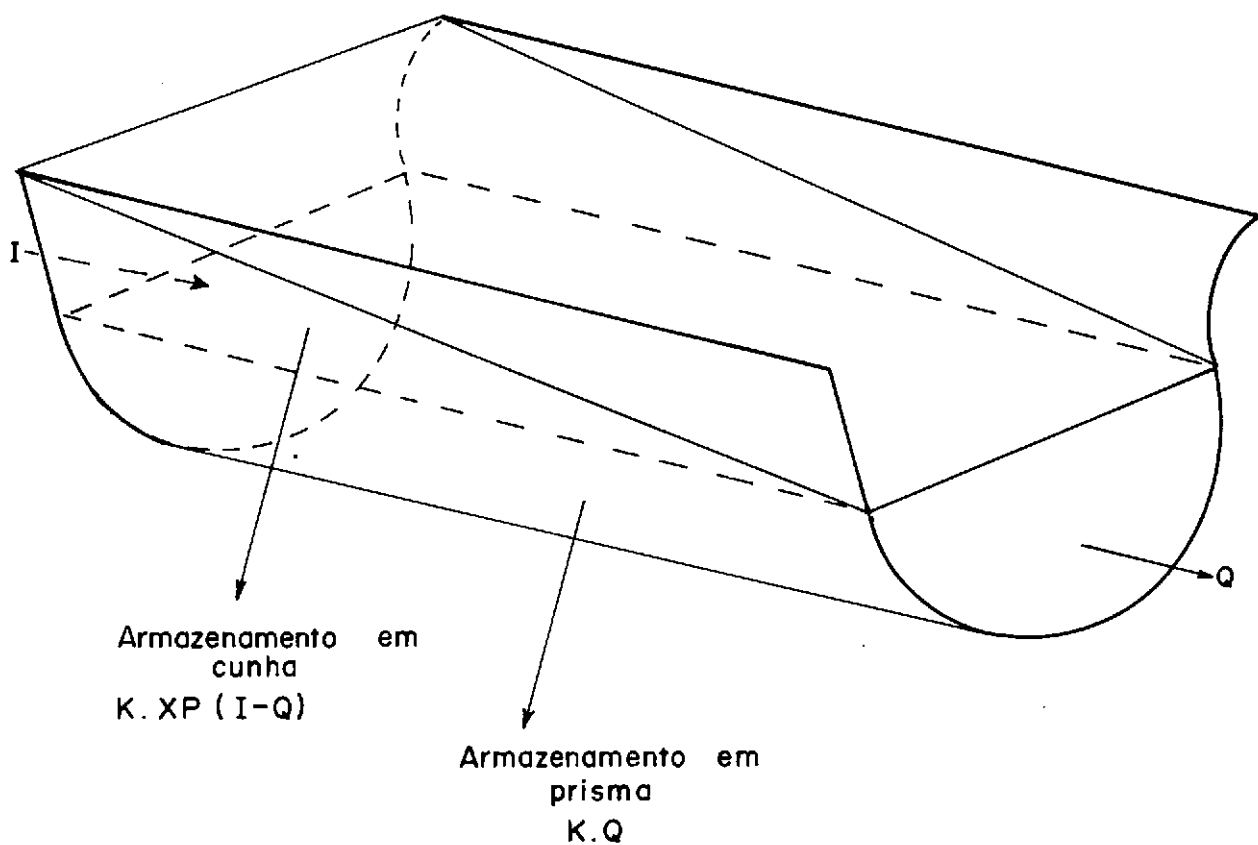


FIG. 3.6 - COMPONENTES DO ARMAZENAMENTO EM CANAL.

## CAPÍTULO 4

### ESTUDO DE UM CASO APLICADO

#### 4.1 DESCRIÇÃO DO SISTEMA

O sistema, objeto de nosso estudo, fica situado na Baixada de Jacarepaguá, Rio - GB. A grande planície é cortada por lagoas, rios naturais e canais artificiais.

A área maior é ocupada pelo conjunto de três lagoas: Tijuca, Camorim e Jacarepaguá. Estão situadas na região central da Baixada. São ligadas entre si e têm comunicação direta com o mar, através do chamado Canal da Barra da Tijuca.

Outra lagoa importante é a de Marapendi. Ela se apresenta bastante longa e estreita. Tem cerca de 10 km de comprimento e uma largura média da ordem de 500 m. Localiza-se junto ao litoral, confinada entre a Praia de Marapendi e a Restinga de Jacarepaguá-Itapeba.

Também faz parte do sistema, o Canal de Marapendi, que liga a lagoa do mesmo nome à Lagoa da Tijuca. Tal canal, como que fecha o circuito das águas interiores da Baixada.

As lagoas existentes, ocupam cerca de 13,0 km<sup>2</sup> da área da Baixada.

Partindo da embocadura do sistema, na Barra da Tijuca, encontramos curvas, transições, obstáculos devido à presença de ilhas, bancos de areia e junções.

Existem muitos rios na Baixada. Em geral são pequenos e nenhum deles é importante sob o ponto de vista do seu caudal, ra-

ção pela qual não será considerada no nosso estudo a influência das descargas líquidas de montante. Em quase sua totalidade eles desagüam nas lagoas centrais da Tijuca, Camorim e Jacarepaguá.

No sistema considerado existem, instalados e em funcionamento, seis postos linimétricos assim distribuídos: o marégrafo M.03 na embocadura, 2 linígrafos na Lagoa de Marapendi e 3 linígrafos localizados no conjunto formado pelas outras três lagoas.

#### 4.2 MEDIÇÕES EXISTENTES

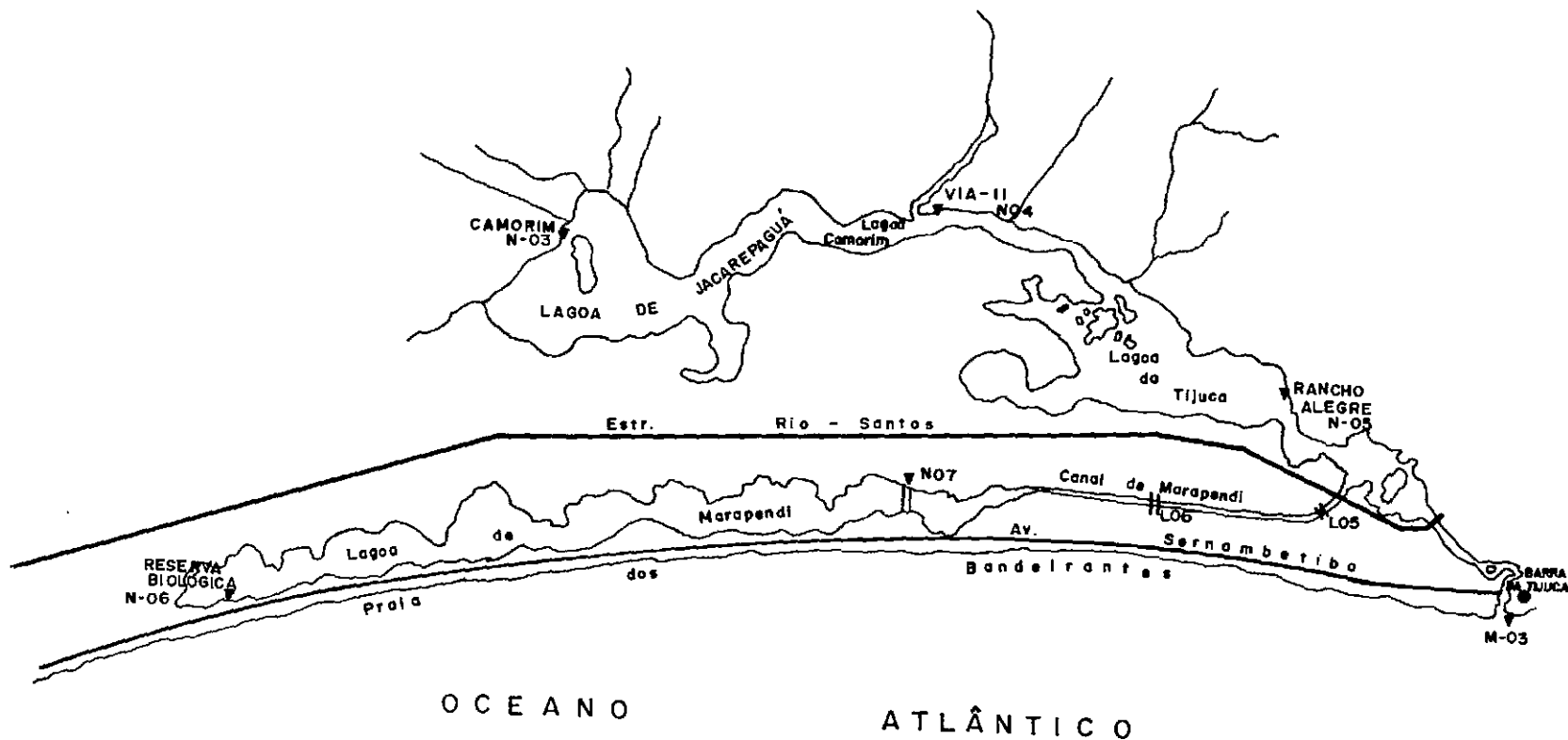
Os dados utilizados na elaboração do presente trabalho, foram obtidos junto à Divisão de Estudos Hidrológicos da Secretaria de Obras Públicas da GB.

No que diz respeito ao nível d'água, dispomos de dados correspondentes aos registros dos postos linimétricos, desde Julho de 1972. Os dados topográficos são escassos.

No trecho do sistema correspondente ao Canal de Marapendi escolhemos três seções de medição. A primeira seção, situada a cerca de 5.120 m a jusante da VIA-11, foi designada de Posto Hidrológico L.05; a segunda, 1.320 m a montante de L.05, foi chamada de Posto Hidrológico L.06; a terceira é o Posto Hidrológico da VIA-11, conforme figura (4.1).

Em cada um dos postos instalamos uma régua, sendo que no Posto Hidrológico da Via-11, já existia o linígrafo N.07.

As medições foram realizadas no dia 9/12/73, durante um ciclo de maré (12h 25 min.). As leituras de régua foram feitas de 15 em 15 minutos nos três postos. As determinações de velocidade, utilizando molinetes, foram feitas nos Postos L.06 e VIA-11. Utili



▼ - POSTOS LINIMÉTRICOS

FIG. 4.1 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO SISTEMA EM ESTUDO - BAIXADA DE JACAREPAGUÁ.

zamos três equipes de medição que trabalharam das 6h às 19 h.

No trecho de L.05 a L.06, procedemos o levantamento de cinco seções incluindo os extremos, o que nos permitiu esquematizar o canal equivalente com seção retangular.

Nos Postos L.06 e VIA-11 também ficamos conhecendo as vazões. Os resultados de todas as medições efetuadas foram plotados e ajustamos curvas que nos dão a representação gráfica de  $Y(t)$  e  $Q(t)$ .

No dia da medição tivemos, na embocadura, uma variação de nível entre a preamar e a baixamar de ordem de 0,72m. Na estação linimétrica de Rancho Alegre, N.05, na Lagoa da Tijuca, a variação foi de 0,08m, enquanto em N.07, na Lagoa de Marapendi, a linigrama nos indica uma variação máxima da ordem de 0,02m. Nos demais postos linimétricos, praticamente não houve variações.

#### 4.3 ESTIMATIVA DO AMORTECIMENTO EM SINGULARIDADES

Partindo da embocadura do sistema encontramos uma curva com as características:

$$B = 90 \text{ m}$$

$$R_c = 120 \text{ m}$$

$$L = 380 \text{ m}$$

Aplicando a fórmula (2.1.2), teremos:

$$h_k = 0,0003 \times 9,81 \times 380 \times \sqrt{\frac{90}{120}} F^2$$

$$h_k = 0,98 F^2$$

Atribuindo a  $F$ , valores de 0,1 a 0,90 construímos a tabela (4.1). Temos:

$F$	$h_k$ (m)
0,1	0,0098
0,2	0,0392
0,3	0,0882
0,4	0,1568
0,5	0,2450
0,6	0,3528
0,7	0,4802
0,8	0,6272
0,9	0,7938

Tabela 4.1

Na figura (4.2) representamos  $h_k$  em função de  $F$ .

Representemos por  $\eta$  a amplitude da maré. No mês de Dezembro de 1973 a maior amplitude verificou-se no dia 10 com  $\eta = 0,52$  m.

A fórmula de propagação de onda longa em água rasa é:

$$V = \frac{\eta}{h} \sqrt{gh} \quad (4.3.1)$$

Para  $\eta = 0,52$  m e  $h = 3,46$  m, teremos:



$$V \simeq 1,00 \text{ m/s}$$

Para este valor de  $V$  temos  $F = 0,16$ . Entrando com este valor na figura (4.2) tiramos  $h_k = 0,02 \text{ m}$ . Logo a perda na curva devida à mudança de direção é bastante reduzida.

O escoamento em estudo com o número de Froude igual a  $0,16$ , no dia em que a amplitude da maré for máxima, se processa, nitidamente, em regime subcrítico.

A fim de que tenhamos uma idéia do amortecimento devido às singularidades, continuemos o percurso do sistema.

Após a curva considerada temos uma expansão e em seguida uma contração. As fórmulas (2.1.19) e (2.1.20) que nos dão as perdas em transição são expressas, a menos de uma constante menor do que a unidade, como funções da altura de carga devida à velocidade. Se, por exemplo, usarmos  $V = 1 \text{ m/s}$  (valor máximo de  $V$  na embocadura) teremos  $\frac{V^2}{2g} = 0,05 \text{ m}$ , e as perdas sendo frações desse valor seriam bastante reduzidas.

Quanto às junções vimos no item (2.1.3) que, para os escoamentos em regime subcrítico as perdas são desprezíveis.

No que diz respeito a obstrução, constituída, no caso, pela Ilha da Gigóia há, quase como que, a constituição de dois canais, sendo um mais largo e outro de largura pouco menor que o Canal da Barra. Ainda, em virtude do escoamento se realizar a baixo número de Froude podemos afirmar que as perdas são de pequena monta.

Sendo assim, como a amplitude da maré, no dia 10/12/73 variou, da embocadura para Rancho Alegre, de  $0,52 \text{ m}$  a  $0,065 \text{ m}$  concluimos que o amortecimento se deve principalmente aos efeitos de

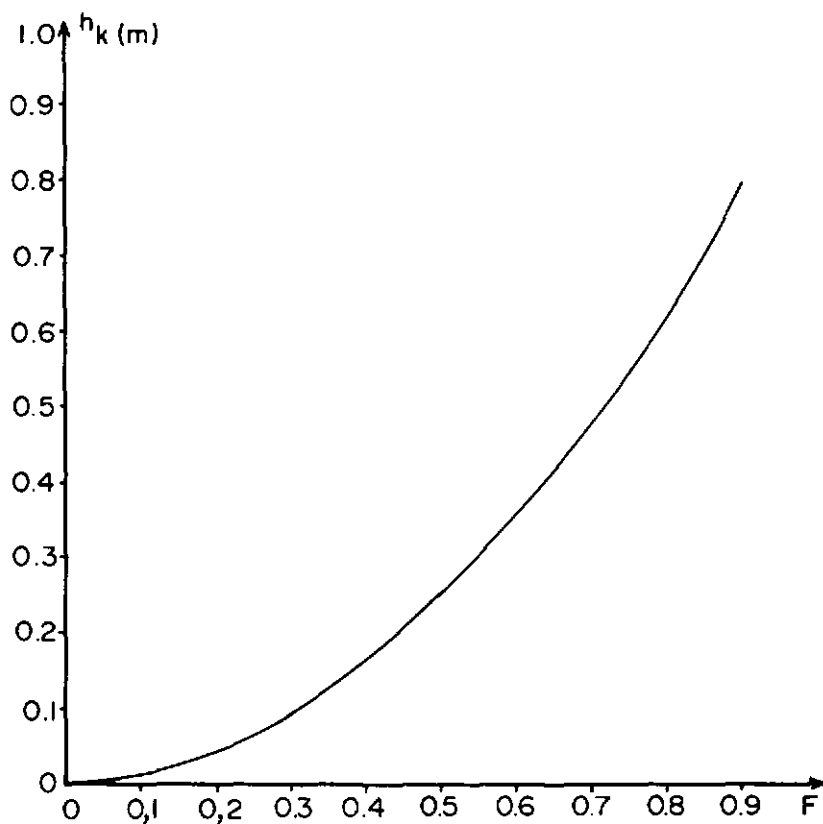


FIG. 4.2 - VARIAÇÃO DA PERDA DE CARGA COM O N° DE FROUDE - CANAL DA BARRA PARA A CURVA PRÓXIMA À EMBOCADURA.

canal e reservatório.

#### 4.4 CÁLCULO DO AMORTECIMENTO EM CANAL-RESERVATÓRIO

##### 4.4.1 MÉTODO IMPLÍCITO

A análise do sistema em estudo nos mostra que, com exceção do Canal de Marapendi, os trechos sem singularidades são bastante curtos.

Analizando os maregramas dos meses de Novembro e Dezembro de 1973, verificamos que as amplitudes, quando muito, atingem 0,52 m.

Para utilizarmos o método explícito teríamos que obedecer a restrição imposta pelo critério de Courant:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq \frac{1}{V + \sqrt{gh}} \quad (4.4.1)$$

Façamos  $\Delta t = 6$  min., o que já implicaria em imprecisão no apropriação de dados a partir do maregrama. Consideremos seis amplitudes de maré, que vamos designar por  $\eta$ , relativas ao mês de Dezembro de 1973. Teremos a tabela:

$\eta$ (m)	h (m)	V m/3	$\frac{1}{V+\sqrt{gh}}$
0,21	3,15	0,38	0,17
0,28	3,22	0,42	0,16
0,34	3,27	0,60	0,15
0,38	3,32	0,67	0,15
0,46	3,40	0,80	0,14
0,52	3,46	1,00	0,14

Tabela 4.2

Atribuindo a  $\Delta X$  6 valores diferentes, teremos, para  $\Delta t = 360$  s:

$\Delta X$ (m)	500	1000	1250	1500	1750	2000
$\frac{\Delta t}{\Delta X}$	0,72	0,36	0,28	0,24	0,20	0,18

Tabela 4.3

A comparação dos valores constantes da segunda linha da tabela (4.3) com os valores da última coluna da tabela (4.2) nos mostra que, mesmo para  $\Delta X = 2000$  m, o critério de Courant não se-

ria obedecido.

Por esta razão optamos pela utilização do método implícito, e o fizemos para a parte do sistema que se apresenta mais regular e da qual dispomos de todos os dados necessários.

A aplicação do método implícito foi feita no estudo da propagação de maré entre os postos L.05 e L.06 do Canal de Marapendi. Consideramos três seções e, conhecidos os valores do tirante nas seções extremas do trecho, determinamos  $Y$  e  $V$  na seção central e  $V$  nas seções extremas.

O nosso problema apresenta os dados seguintes:

Largura média do canal:  $BM = 29,10 \text{ m}$

Aceleração da gravidade:  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Comprimento do trecho:  $x = 1320 \text{ m}$

Valores do tirante na

fronteira L.05:  $YF(1,N) = f_1(k), N = 1,49$

Valores do tirante na

fronteira L.06:  $YF(2,N) = f_2(t), N = 1,49$

As observações, in loco, nos permitiram escolher para coeficiente de Manning:  $CM = 0,03$ .

A malha do ponto centrado utilizada tem as seguintes dimensões:

$$\Delta X = 660 \text{ m} \quad , \quad \Delta t = 15 \text{ min.}$$

O sistema de equações obtido é:

$$\left\{ \begin{array}{lcl} G_0 (Y_1, V_1) & = & 0 \\ F_1 (Y_1, V_1, Y_2, V_2) & = & 0 \\ G_1 (Y_1, V_1, Y_2, V_2) & = & 0 \\ F_2 (Y_2, V_2, Y_3, V_3) & = & 0 \\ G_2 (Y_2, V_2, Y_3, V_3) & = & 0 \\ F_N (Y_3, V_3) & = & 0 \end{array} \right. \quad (4.4.2)$$

onde:

$F_i$  = função associada à equação da continuidade, (2.2.1)

$G_i$  = função associada à equação dinâmica, (2.2.2)

Para solucionarmos o sistema (4.4.2) utilizamos o método de iteração generalizado de Newton. De acordo com este método temos:

$$\left[ \begin{aligned}
 & \frac{\partial G_0}{\partial Y_1} \cdot dY_1 + \frac{\partial G_0}{\partial V_1} \cdot dV_1 = - R_0 \\
 & \frac{\partial F_1}{\partial Y_1} \cdot dY_1 + \frac{\partial F_1}{\partial V_1} \cdot dV_1 + \frac{\partial F_1}{\partial Y_2} \cdot dY_2 + \frac{\partial F_1}{\partial V_2} \cdot dV_2 = - R_1 \\
 & \frac{\partial G_1}{\partial Y_1} \cdot dY_1 + \frac{\partial G_1}{\partial V_1} \cdot dV_1 + \frac{\partial G_1}{\partial Y_2} \cdot dY_2 + \frac{\partial G_1}{\partial V_2} \cdot dV_2 = - R_2 \\
 & \frac{\partial F_2}{\partial Y_2} \cdot dY_2 + \frac{\partial F_2}{\partial V_2} \cdot dV_2 + \frac{\partial F_2}{\partial Y_3} \cdot dY_3 + \frac{\partial F_2}{\partial V_3} \cdot dV_3 = - R_3 \\
 & \frac{\partial G_2}{\partial Y_2} \cdot dY_2 + \frac{\partial G_2}{\partial V_2} \cdot dV_2 + \frac{\partial G_2}{\partial Y_3} \cdot dY_3 + \frac{\partial G_2}{\partial V_3} \cdot dV_3 = - R_4 \\
 & \frac{\partial F_N}{\partial Y_3} \cdot dY_3 + \frac{\partial F_N}{\partial V_3} \cdot dV_3 = - R_5
 \end{aligned} \right. \quad (4.4.3)$$

No sistema (4.4.3)  $R_0, \dots, R_5$  representam, para cada ciclo de iteração de ordem  $k$ , os resíduos do sistema (4.4.2) quando substituímos  $Y$  e  $V$  pelos valores que lhe são atribuídos em cada instante  $t_{j+1}$ .

No nosso problema temos:

$$\frac{\partial G_0}{\partial Y_1} = 1. \quad ; \quad \frac{\partial G_0}{\partial V_1} = 0$$

$$\frac{\partial F_N}{\partial Y_3} = 1 \quad ; \quad \frac{\partial F_N}{\partial V_3} = 0$$

Os outros coeficientes das incógnitas do sistema (4.4.3) são dados por expressões que podem ser encontradas em AMEIN e FANG<sup>8</sup>.

Na equação (4.4.3) temos ainda:

$$\left\{ \begin{array}{l} dY_i = Y_i^{k+1} - Y_i^k \\ dV_i = V_i^{k+1} - V_i^k \end{array} \right. \quad (4.4.4)$$

onde  $k$  indica a ordem do ciclo de iteração para cada instante  $t_{j+1}$ .

A fim de determinarmos as incógnitas  $Y(I, J+1)$ ,  $V(I, J+1)$ , utilizamos um programa que constitui o Apêndice 1. Nesse programa utilizamos a sub-rotina SIMQ para solucionarmos o sistema linear de iterações.

A velocidade de convergência do esquema de iteração depende, como sabemos, da escolha dos valores iniciais para as incógnitas. No nosso caso, para a tolerância escolhida, a convergência foi obtida no primeiro e, no máximo, no segundo ciclo de iteração, para cada instante  $t_{j+1}$ .

Tendo em vista a pequena variação de  $Y$  e  $V$  com o tempo, apesar de utilizarmos  $\Delta t = 15 \text{ min.}$ , os resultados são apre



sentados de meia em meia hora.

No programa elaborado (ver Apêndice 1) também procedemos o cálculo da ordem de grandeza dos termos da equação dinâmica adimensionalizada:

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + \frac{\partial Y}{\partial X} = S_o - S_f \quad (4.4.5)$$

Em GUNARATMAN<sup>4</sup> encontramos uma tabela, que nos dá a ordem de grandeza dos termos da equação (4.4.5), para três tipos de escoamentos. Mais adiante nós a reproduzimos, com cada termo expresso em m/Km. Nesta tabela também apresentamos os valores máximos de cada termo, no caso do escoamento em estudo.

Tipo do Escoamento	Acel. Local	Acel. Convect.	Pressão	Gravidade	Atrito	UNI-DADES
	$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}$	$\frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial X}$	$\frac{\partial Y}{\partial X}$	$S_o$	$S_f$	
Rios	0,009	0,024-0,048	0,095	4,925	4,830	m/Km
Corredeiras	0,928	0,928	1,856	34,477	34,098	m/Km
Esc. Superficial	0,311	0,311	3,110	40,160	40,160	m/Km
Esc. em Estudo	0,004	0,000	0,009	0,000	0,003	m/Km

Tabela 4.4

GUNARATMAN<sup>4</sup> afirma que, na maior parte dos escoamentos superficiais, podemos desprezar os termos de pressão e de inércia.

No nosso caso verificamos ser possível desprezar todos os termos da equação dinâmica. Dessa maneira pudemos optar pela utilização do modelo hidrológico.

#### 4.4.2 MODELO HIDROLÓGICO

Uma vez comprovada a viabilidade de utilização do modelo hidrológico, nós assim o fizemos para o trecho do canal de Marapendi, compreendido entre os postos L.06 e VIA-11.

Dispomos das curvas de vazões de afluência e efluência em função do tempo para o trecho considerado, correspondendo ao período de 12 h às 18 h 30 min do dia 9/12/73.

Primeiramente, procedemos a determinação de  $XP$  e  $K$ , seguindo o método descrito no item 2 do Capítulo 3. No programa elaborado (ver Apêndice 2) utilizamos quatro valores distintos para  $XP$ , obtendo quatro curvas diferentes (ver figuras (4.3) a (4.6)). A melhor curva obtida foi aquela para a qual  $XP = 0,03$ . A esta curva ajustamos uma reta cuja declividade nos deu o valor de  $K$  (ver figura 4.3).

Quando da utilização do método implícito nós também determinamos a vazão através de L.06. Com esta vazão simulada e com os valores calculados de  $XP$  e  $K$ , nós elaboramos um programa (ver Apêndice 3) para determinarmos a vazão de efluência no Posto Hidrológico da VIA-11. As hidrográficas de afluência e efluência estão representadas na figura (4.7).

Na aplicação do modelo hidrológico, utilizamos o método de Muskingum.

No programa do Apêndice (2) usamos como período de "routing"  $\Delta t = 900$  s, para I em  $m^3/s$ , usamos:

0,800 - 1,400 - 2,100 - 2,800 - 3,400 - 4,200 - 4,800  
5,250 - 5,650 - 5,900 - 6,100 - 6,200 - 6,200 - 6,100  
5,750 - 5,300 - 4,750 - 4,250 - 3,650 - 3,200 - 2,600  
2,100 - 1,500 - 1,050 - 0,650 - 0,350 - 0,050 - 0,000.

Para Q em  $m^3/s$ , usamos:

0,000 - 0,600 - 1,200 - 1,800 - 2,400 - 3,000 - 3,550  
4,100 - 4,700 - 5,100 - 5,400 - 5,700 - 5,850 - 5,850  
5,800 - 5,650 - 5,400 - 5,050 - 4,600 - 4,200 - 3,700  
3,250 - 2,700 - 2,200 - 1,600 - 1,250 - 0,750 - 0,400.

Para o programa do Apêndice (3) os valores de I estão plotados na figura (4.7).

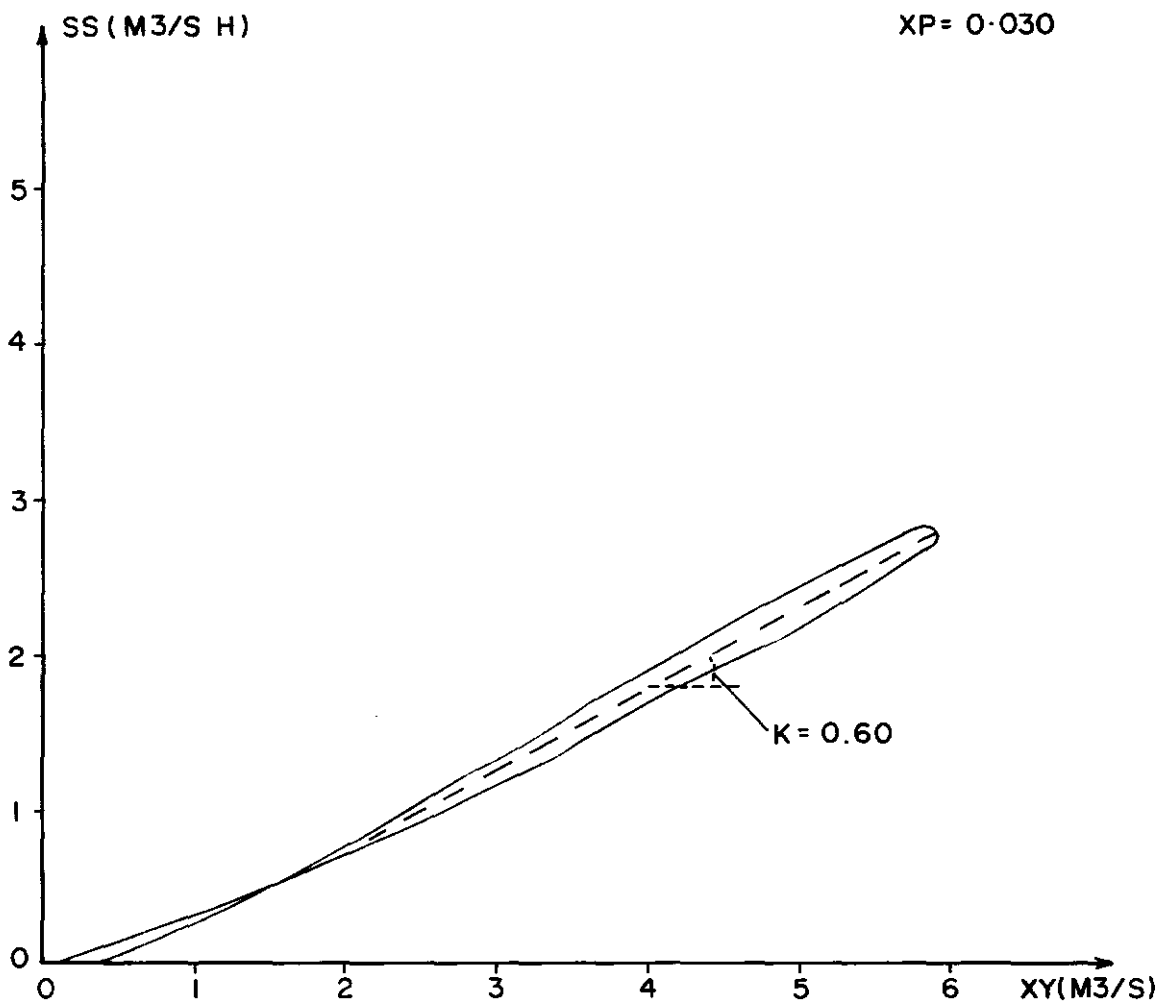


FIG. 4.3 - MÉTODO DE MUSKINGUM - CURVA PARA A DETERMINAÇÃO DE  $\underline{XP}$  E  $\underline{K}$  DO TRECHO L.06 A VIA-II DO CANAL DE MARAPENDI.

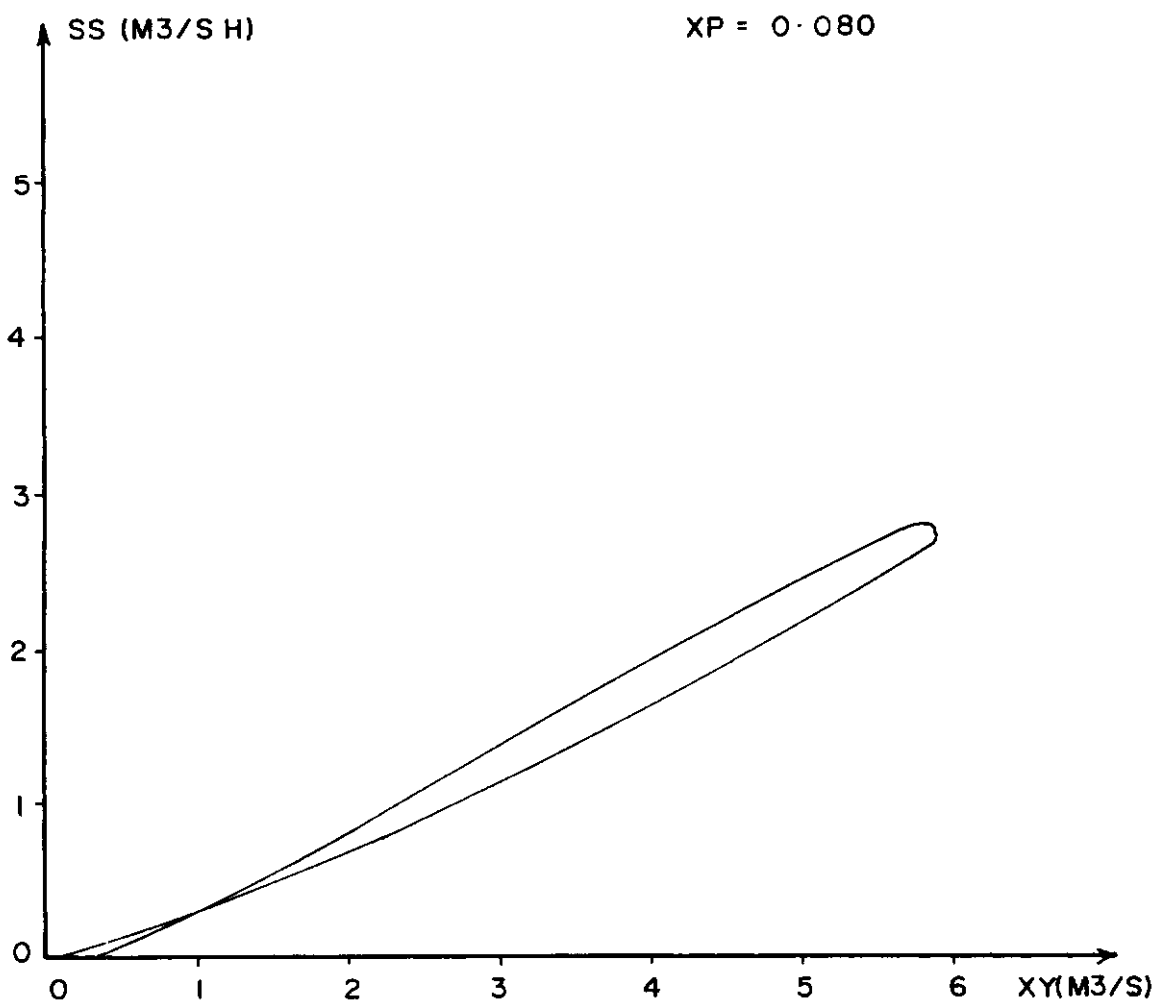


FIG. 4.4 - MÉTODO DE MUSKINGUM - CURVA PARA A DETERMINAÇÃO DE XP E K DO TRECHO L.06 A VIA-IJ DO CANAL DE MARAPENDI.

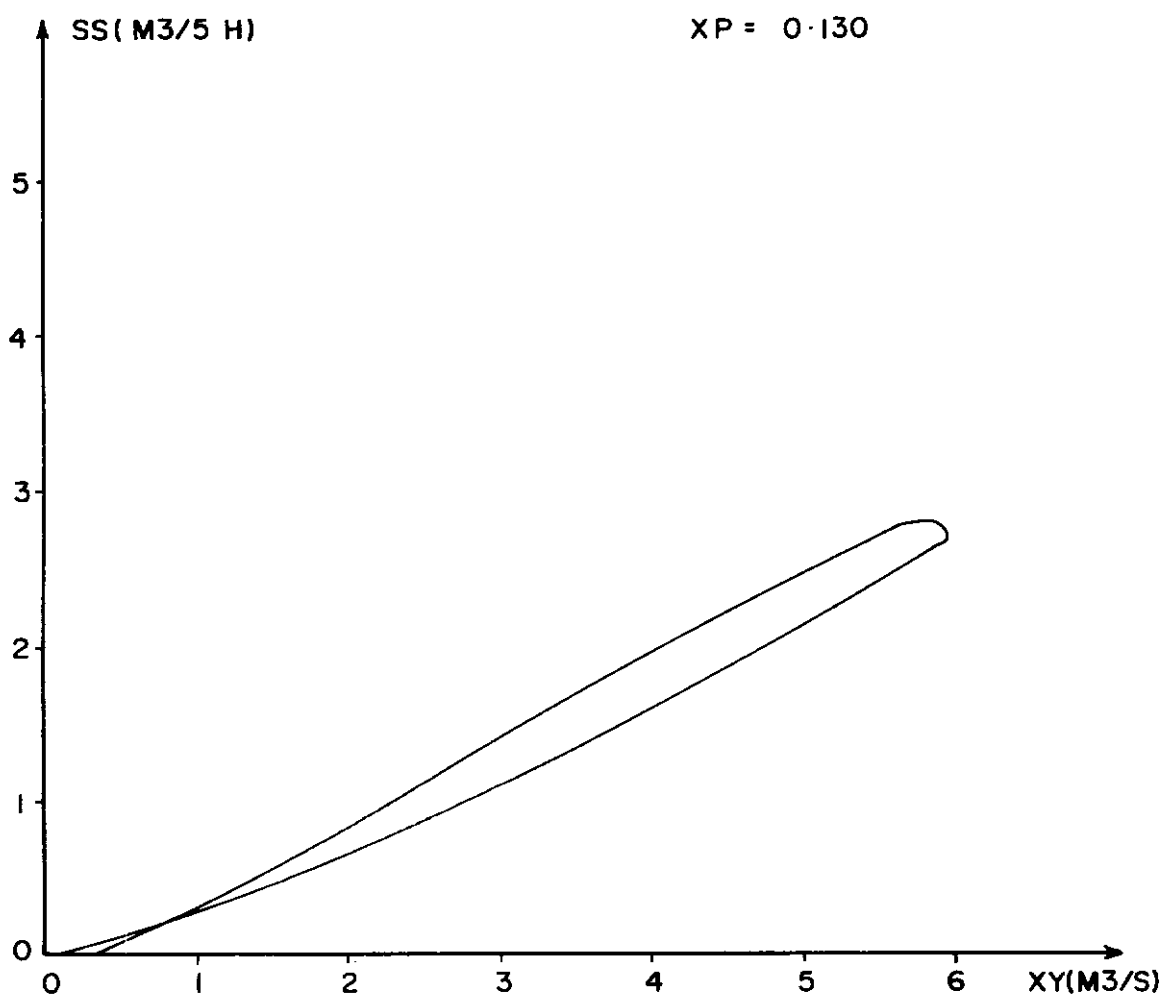


FIG. 4.5 - MÉTODO DE MUSKINGUM - CURVA PARA A DETERMINAÇÃO DE  $XP$  E  $K$  DO TRECHO L.06 À VIA-II DO CANAL DE MARAPENDI.

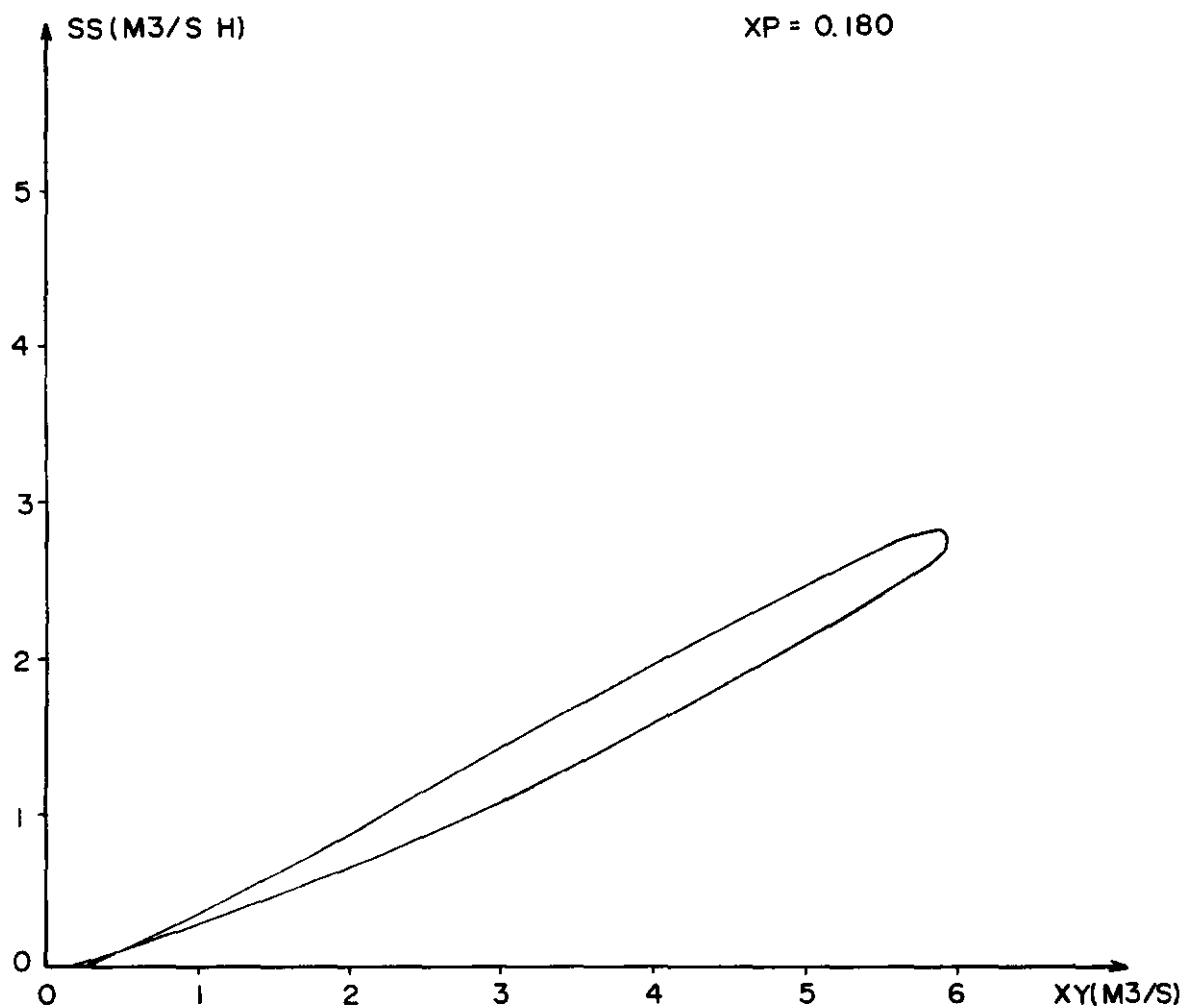


FIG. 4.6 - MÉTODO DE MUSKINGUM - CURVA PARA A DETERMINAÇÃO DE  $XP$  E  $K$  DO TRECHO L.06 À VIA - II DO CANAL DE MARAPENDI.

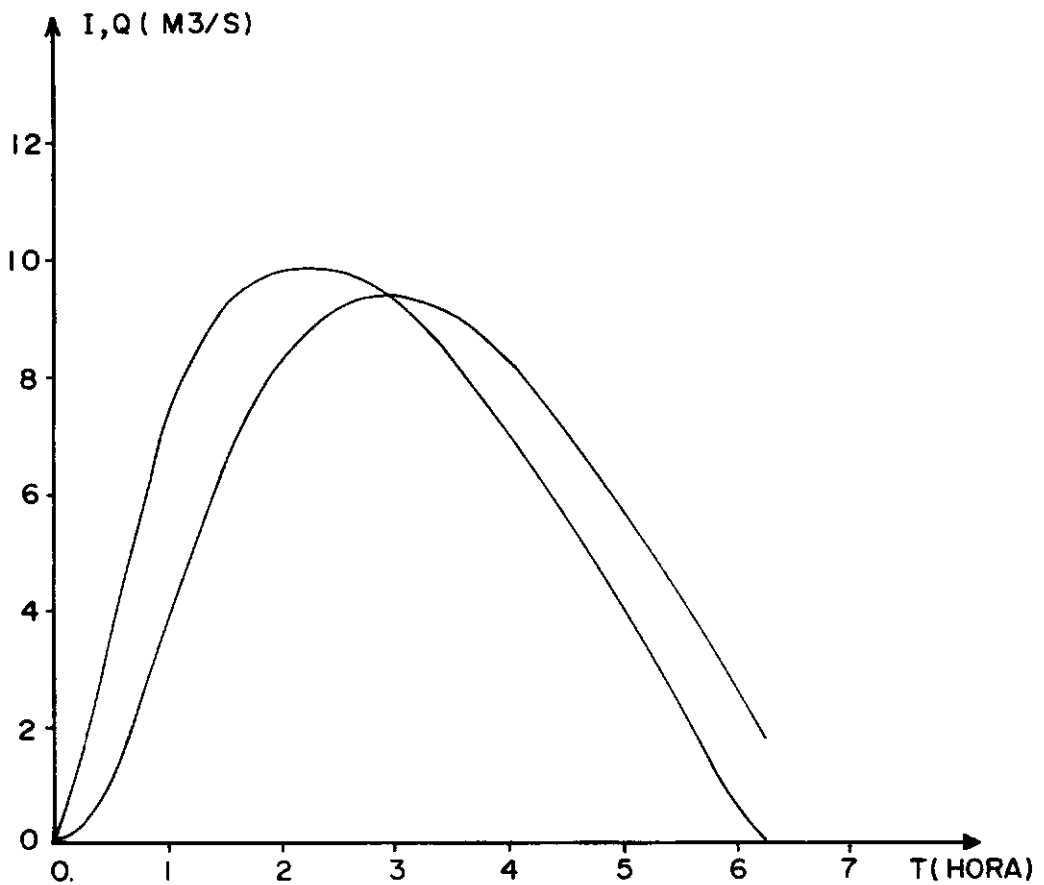


FIG. 4.7 - HIDRÓGRAFAS DAS VAZÕES DE AFLUÊNCIA E EFLUÊNCIA - CANAL DE MARAPENDI, TRECHO L.06 A VIA-II.



## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES

A análise dos resultados obtidos no estudo do sistema considerado nos credencia a terminar nosso trabalho com algumas conclusões que poderão servir de orientação para trabalhos posteriores em sistemas análogos.

Constatamos que, ao lidarmos com transientes lentos em sistemas com muitas singularidades e pequenos trechos retilíneos, torna-se difícil, senão mesmo proibitiva, a utilização do método explícito devido à condição restritiva imposta pelo critério de Courant. O critério de Courant, tendo em vista o pequeno comprimento dos trechos retilíneos, implicaria na utilização de intervalos de tempo de discretização muito reduzidos, o que redundaria, certamente, em imprecisão na apropriação de dados a partir dos maregramas e linigramas bem como nos de velocidades e vazões.

No item (4.3) pudemos verificar que, para escoamentos em regime subcrítico, num sistema como o estudado, as perdas em singularidades, embora existentes, não exercem efeito predominante como fator de amortecimento.

A utilização do método implícito para o estudo da propagação de maré num trecho do sistema, teve o intuito de verificar a viabilidade de utilização de um modelo hidrológico, o que ficou evidenciado com a análise da ordem de grandeza dos termos da equação dinâmica, conforme apresentamos na tabela (4.4).

Os resultados constantes da tabela (4.4) permitiram-nos

também uma informação quantitativa sobre a perda em calha do canal.

Uma vez constatado que os amortecimentos em canal e singularidades, para o movimento da maré no sistema analisado, não exercem o papel preponderante, podemos concluir que, para este e para outros sistemas semelhantes, em que os transientes sejam lentos, os reservatórios destacam-se como os mais importantes fatores de amortecimento.

Finalizando, apresentamos algumas sugestões para trabalhos posteriores.

Para o modelo proposto, sugerimos que se tente correlacionar características de um sistema análogo ao estudado, tais como, densidade de drenagem, área coberta por reservatórios, etc., com o amortecimento da maré dentro do sistema, para diferentes amplitudes na entrada.

Para o caso da aplicação propomos:

1. Uma melhor caracterização das singularidades pela instalação de postos de medição à jusante e à montante das mesmas.
2. Testar os coeficientes obtidos, pela solução tipo "storage routing", para maior número de dados de campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. GONCHAROV, V.N. - Dynamics of Channel Flow. Jerusalem, Israel Program for Scientific Translations, 1964.
2. CHOW, V.T. - Open-Channel Hydraulics. International Student Editions, McGraw-Hill, 1959.
3. DRONKERS, J.J. - Tidal Computations. North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1964.
4. GUNARATMAN, D.J., "Numerical Solution of Unsteady Flows in Open Channels", Hydrodynamics Laboratory, Department of Civil Engineering, MIT, July, 1970.
5. LAI, C., & BALIZER, R.A., "Computer Simulation of Unsteady Flows in Waterways", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 94, Hy 7, July, 1968.
6. GILCREST, B.R., "Chapter X, Engineering Hydraulics". New York, Edited by Hunter House, John Wiley and Sons, 1958.
7. HENDERSON, F.M. - Open Channel Flow. New York, MacMillan Series in Civil Engineering, The MacMillan Company, 1966.
8. AMEIN, M. & FANG, C.S., "Implicit Flood Routing in Natural Channels", Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, Nº hy 12, December, 1970.
9. AHMED, M. & HALLIWELL, A.R., "Flood-Routing in Non-Prismatic Channels using an Implicit Method of Solution", I. A. H. R., International Symposium on River Mechanics, 9-12 January 1973, Bangkok, Thailand.

10. SILVA, P.C.A. - Método Implícito para Solução do Problema de Ondas de Cheia em Junção de Rios. Tese de M.Sc., Rio de Janeiro, COPPE, 1972.
11. LINSLEY JR., R.K., KOHLER, M.A. & PAULHUS, J.L.H. - Hidrologia para Ingenieros. Madrid, Ediciones del Castillo, S.A., 1967.
12. CHOW, V.T. - Handbook of Applied Hydrology. New York, McGraw-Hill, 1964.
13. SCHOKLITSCH, A. - Construcciones Hidraulicas - Barcelona, Gili, S.A., 1968.

APÊNDICE 1

Programa para Resolução Numérica das Equações de  
Ondas Longas, Utilizando o Método Implícito.

```
// FCR
*ICCS(2501READER,1403PRINTER)
*LIST SOURCE PROGRAM
*CNE WORD INTEGERS
C *****

C PROPAGACAO DE MARE NO CANAL DE MARAPENDI

C *****

C DIMENSION Y(3,49),V(3,49),F(6,6),T(6),SF(3,49),A(3,49),P(3,
149),YF(2,49),IT(49)
C DIMENSION ALCC(3,49),ACONV(3,49),PRESS(2,49),Q(3,49)

C Y(I,J) - TIRANTE D'AGUA PARA CADA SECAO NUM DADO INSTANTE
C V(I,J) - VELOCIDADE DO ESCAMENTO PARA CADA SECAO EM CERTO
C INSTANTE
C A(I,J) - AREA DA SECAO TRANSVERSAL
C BM - LARGURA MEDIA DO CANAL
C P(I,J) - PERIMETRO MOLHADO DA SECAO
C SF(I,J) - DECLIVIDADE DE ATRITO
C CM - COEFICIENTE DE RUGOSIDADE
C DX,DT - INTERVALOS DE DISCRETIZACAO NO PLANO X,T
C F(N,N) - MATRIZ DOS COEFICIENTES , ARMAZENADA EM COLUNA ,
C DESTRUIDA DURANTE O CALCULO
C T(N) - VETOR CUJAS COMPONENTES SAO , INICIALMENTE , OS TERMOS
C INDEPENDENTES DO SISTEMA LINEAR ITERACOES
C IT - NUMERO DE ITERACOES
C ITMAX - NUMERO MAXIMO DE ITERACOES
C KS - CODIGO DE SAIDA DA SIMULACAO , PODENDO TER OS VALORES 0 OU 1
C GO - VARIAVEL , ASSOCIADA A EQUACAO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO
C DEFININDO A CONDICAO DE FRONTEIRA NA PRIMEIRA SECAO
C FN - VARIAVEL , ASSOCIADA A EQUACAO DA CONTINUIDADE , DEFININDO
C A CONDICAO DE FRONTEIRA NA POSICAO FINAL DO TRECHO
C ALCC(I,J) - ACELERACAO LOCAL
C ACONV(I,J) - ACELERACAO CONVECTIVA
```

```
C PRESS(I,J) - TERMC DE PRESSAC
C
C VALCRES DO TIRANTE NAS FRONTEIRAS
  READ(8,1) (YF(1,N),N=1,49)
  READ(8,1) (YF(2,N),N=1,49)
  1 FORMAT(10F8.3)
C
C DIMENSÕES DA MALHA , ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE , TOLERÂNCIA E
C NUMERO MÁXIMO DE ITERAÇÕES
  READ(8,12) DX,DT,G,TCY,TOV,ITMAX
  12 FORMAT(5F8.3,I3)
C
C LARGURA MÉDIA DO CANAL E COEFICIENTE DE MANNING
  READ(8,45) BM,CM
  45 FORMAT(2F8.3)
C
C VALCRES ATRIBUÍDOS A Y E V , NO INSTANTE INICIAL
  READ(8,46) Y(1,1),Y(2,1),Y(3,1),V(1,1),V(2,1),V(3,1)
  46 FORMAT(6F8.3)
C
C TÍTULOS E VALCRES LIDOS
  WRITE(5,51)
  51 FORMAT('1',///,19X,'PROPAGACÃO DE MARÉ NO CANAL DE ',
    *'PARAPENCI',//)
  WRITE(5,52)
  52 FORMAT(31X,'MÉTODO IMPLÍCITO',///)
  WRITE(5,53)
  53 FORMAT(/,32X,'VALCRES LIDOS')
  WRITE(5,54)
  54 FORMAT(///,10X,'DX',9X,'DT',11X,'G',9X,'TOY',8X,'TCV',5X,
    *'ITMAX',/)
  WRITE(5,55) DX,DT,G,TOY,TCV,ITMAX
  55 FORMAT(/,4X,5(3X,F8.3),3X,I3,/)
  WRITE(5,56)
  56 FORMAT(///,8X,'Y(1,1)',5X,'Y(2,1)',5X,'Y(3,1)',5X,'V(1,1)',
    *5X,'V(2,1)',5X,'V(3,1)',/)
```

```
      WRITE(5,58) (Y(I,1),I=1,3),(V(I,1),I=1,3)
58  FORMAT(/,6X,6(F8.3,3X),/)

C
C  CONDICÇÕES INICIAIS
      J=1
      DO 47 I=1,3
        Y(I,J+1)=Y(I,J)
47   V(I,J+1)=V(I,J)
      I=1

C
C  CONDICÇÕES DE FRONTEIRA
      GO=YF(I,J+1)
      FN=YF(I+1,J+1)

C
C  CALCULOS
      IT(J+1)=0
10   K=1
      N=J
      NN=J+1
      DO 62 I=1,3
        DO 62 J=N,NN
          P(I,J)=BM+2.*Y(I,J)
          A(I,J)=BM*Y(I,J)
62   SF(I,J)=CM**2*V(I,J)*ABS(V(I,J))*(P(I,J)/A(I,J))**(4./3.)
      I=1
      J=N
      A1=-(Y(I+1,J)+Y(I,J))
      B1=V(I,J)+V(I+1,J)
      C1=Y(I+1,J)-Y(I,J)
      D1=B1*C1
      E1=V(I+1,J)-V(I,J)
      H1=(A(I,J)+A(I+1,J))/BM
      P1=E1*H1
      A2=C1
      E2=-E1
      C2=E1+B1
```



```

D2=E1-B1
E2=B1+E1
H2=SF(I,J)+SF(I+1,J)
A3=-(Y(I+2,J)+Y(I+1,J))
B3=V(I+2,J)+V(I+1,J)
C3=Y(I+2,J)-Y(I+1,J)
D3=B3*C3
E3=V(I+2,J)-V(I+1,J)
F3=(A(I+1,J)+A(I+2,J))/BM
P3=E3*H3
A4=C3
B4=-B3
C4=E3+B3
D4=E3-B3
E4=B3*E3
H4=SF(I+2,J)+SF(I+1,J)

```

C

C

CALCULO DCS RESIDUOS

8 IF(IT(J+1)-ITMAX) 14,14,13

14 R0=-G0+Y(I,J+1)

R1=Y(I+1,J+1)+Y(I,J+1)+A1+0.25\*DT/DX\*((Y(I+1,J+1)-Y(I,J+1))  
1\*(V(I,J+1)+V(I+1,J+1)+B1)+C1\*(V(I,J+1)+V(I+1,J+1))+D1)+0.25  
1\*DT/DX\*((A(I,J+1)+A(I+1,J+1))/BM)\*(V(I+1,J+1)-V(I,J+1)+E1)  
1+H1\*(V(I+1,J+1)-V(I,J+1))+P1)

R2=Y(I+1,J+1)-Y(I,J+1)+A2+DX/(G\*DT)\*(V(I,J+1)+V(I+1,J+1)+B2  
2)+0.25/G\*(V(I+1,J+1)\*\*2+C2\*V(I+1,J+1)+D2\*V(I,J+1)-V(I,J+1)  
2\*\*2+E2)+0.5\*DX\*(SF(I,J+1)+SF(I+1,J+1)+H2)

R3=Y(I+2,J+1)+Y(I+1,J+1)+A3+0.25\*DT/DX\*((Y(I+2,J+1)-Y(I+1,J  
3+1))\*(V(I+1,J+1)+V(I+2,J+1)+B3)+C3\*(V(I+1,J+1)+V(I+2,J+1))  
3+D3)+0.25\*DT/DX\*((A(I+1,J+1)+A(I+2,J+1))/BM)\*(V(I+2,J+1)-V  
3(I+1,J+1)+E3)+H3\*(V(I+2,J+1)-V(I+1,J+1))+P3)

R4=Y(I+2,J+1)-Y(I+1,J+1)+A4+DX/(G\*DT)\*(V(I+2,J+1)+V(I+1,J+1  
4)+B4)+0.25/G\*(V(I+2,J+1)\*\*2-V(I+1,J+1)\*\*2+C4\*V(I+2,J+1)+D4\*  
4V(I+1,J+1)+E4)+0.5\*DX\*(SF(I+1,J+1)+SF(I+2,J+1)+H4)

R5=-FN+Y(I+2,J+1)

C

C CALCULO DOS PARAMETROS DA SIMQ

```
F(1,1)=1.
F(1,2)=C.
F(1,3)=0.
F(1,4)=0.
F(1,5)=C.
F(1,6)=0.
F(2,1)=1.-0.5*DT/DX*(V(I,J+1)+V(I,J))
F(2,2)=0.25*DT/DX*(Y(I+1,J+1)-Y(I,J+1)+C1)-0.25*CT/DX*((A(I
1,J+1)+A(I+1,J+1))/BM+H1)
F(2,3)=1.+0.25*DT/DX*(2.*V(I+1,J+1)+B1+E1)
F(2,4)=0.25*DT/DX*(Y(I+1,J+1)-Y(I,J+1)+C1)+0.25*DT/DX*((A(I
1,J+1)+A(I+1,J+1))/BM+H1)
F(2,5)=0.
F(2,6)=0.
F(3,1)=-1.+(2./3.)*DX*SF(I,J+1)*(2./P(I,J+1)-1./Y(I,J+1))
F(3,2)=DX/(G*DT)+0.25/G*(D2-2*V(I,J+1))+DX*(SF(I,J+1)/V(I,J
1+1))
F(3,3)=1.+(2./3.)*DX*SF(I+1,J+1)*(2./P(I+1,J+1)-1./Y(I+1,J+
1))
F(3,4)=DX/(G*DT)+0.25/G*(C2+2.*(V(I+1,J+1)))+DX*(SF(I+1,J+1
1)/V(I+1,J+1))
F(3,5)=0.
F(3,6)=0.
F(4,1)=0.
F(4,2)=0.
F(4,3)=1.-0.5*DT/DX*(V(I+1,J+1)+V(I+1,J))
F(4,4)=C.25*DT/DX*(Y(I+2,J+1)-Y(I+1,J+1)+C3)-0.25*CT/DX*((A
1(I+1,J+1)+A(I+2,J+1))/BM+H3)
F(4,5)=1.+0.25*DT/DX*(2.*V(I+2,J+1)+B3+E3)
F(4,6)=C.25*DT/DX*(Y(I+2,J+1)-Y(I+1,J+1)+C3)+0.25*DT/DX*((A
1(I+1,J+1)+A(I+2,J+1))/BM+H3)
F(5,1)=0.
F(5,2)=0.
F(5,3)=-1.+(2./3.)*DX*SF(I+1,J+1)*(2./P(I+1,J+1)-1./Y(I+1,J
1+1))
```

```
F(5,4)=DX/(G*DT)+0.25/G*(D4-2*V(I+1,J+1))+DX*(SF(I+1,J+1)/V
1(I+1,J+1))
F(5,5)=1.+(2./3.)*DX*SF(I+2,J+1)*(2./P(I+2,J+1)-1./Y(I+2,J+
1))
F(5,6)=DX/(G*DT)+0.25/G*(C4+2.*(V(I+2,J+1)))+DX*(SF(I+2,J+1
1)/V(I+2,J+1))
F(6,1)=0.
F(6,2)=0.
F(6,3)=0.
F(6,4)=0.
F(6,5)=1.
F(6,6)=0.
T(1)=-RC
T(2)=-R1
T(3)=-R2
T(4)=-R3
T(5)=-R4
T(6)=-R5
CALL SIMQ(F,T,6,KS)
DAG1=Y(I,J+1)+T(1)
DAG2=V(I,J+1)+T(2)
DAG3=Y(I+1,J+1)+T(3)
DAG4=V(I+1,J+1)+T(4)
DAG5=Y(I+2,J+1)+T(5)
DAG6=V(I+2,J+1)+T(6)
Y(I,J+1)=DAG1
V(I,J+1)=DAG2
Y(I+1,J+1)=DAG3
V(I+1,J+1)=DAG4
Y(I+2,J+1)=DAG5
V(I+2,J+1)=DAG6
IT(J+1)=IT(J+1)+1
IF(ABS(T(1))-TOY) 3,3,7
3 IF(ABS(T(2))-TCV) 4,4,7
4 IF(ABS(T(3))-TOY) 5,5,7
5 IF(ABS(T(4))-TOV) 40,40,7
```

```
40 IF(ABS(T(5))-TOY) 41,41,7
41 IF(ABS(T(6))-TCV) 9,9,7
7 K=2
GC TC 8
9 I=1
J=J+1
IT(J+1)=0
IF(J-48) 15,15,13
15 GO=YF(I,J+1)
FN=YF(I+1,J+1)
Y(I,J+1)=Y(I,J)
Y(I+1,J+1)=Y(I+1,J)
Y(I+2,J+1)=Y(I+2,J)
V(I,J+1)=V(I,J)
V(I+1,J+1)=V(I+1,J)
V(I+2,J+1)=V(I+2,J)
GO TO 10
13 WRITE(5,16)
16 FORMAT('1',//,26X,'VALORES DO TIRANTE E VELOCIDADE',//)
WRITE(5,17)
17 FORMAT(/,7X,'Y(1,J+1)',2X,'V(1,J+1)',2X,'Y(2,J+1)',2X
1,'V(2,J+1)',2X,'Y(3,J+1)',2X,'V(3,J+1)',2X,'ITERACOES',//)
DO 18 J=3,49,2
WRITE(5,19) Y(1,J),V(1,J),Y(2,J),V(2,J),Y(3,J),V(3,J),IT(J)
19 FORMAT(9X,6(F6.3,4X),3X,I2,/)
18 CONTINUE
```

C

C DETERMINACAO DA ORDEM DE GRANDEZA DOS TERMOS DA EQUACAO DI-

C NAMICA

```
CC 21I=1,3
DO 20J=1,47,2
DELVT=(V(I,J+2)-V(I,J))/(2.*DT)*1000.
ALOC(I,J)=ABS((1./G)*DELVT)
20 SF(I,J)=1000.*ABS(SF(I,J))
21 CONTINUE
DO 23I=1,2
```

```
DC 22 J=1,49,2
DEL VX=(V(I+1,J)-V(I,J))/DX*1000.
VM=(V(I+1,J)+V(I,J))/2.
ACCNV(I,J)=ABS((VM/G)*DEL VX)
22 PRESS(I,J)=ABS(Y(I+1,J)-Y(I,J))/DX*1000.
23 CCNTINUE
WRITE(5,30)
30 FORMAT('1',//,33X,'CRDEM DE GRANDEZA DOS TERMOS DA',
1' EQUACAO DINAMICA',//)
WRITE(5,25)
25 FORMAT(10X,'ACEL. LCC.',21X,'ACEL. CCNV.',18X,'PRESSAC',
126X,'ATRITO',/)
WRITE(5,27)
27 FORMAT(12X,'(M/KM)',24X,'(M/KM)',22X,'(M/KM)',27X,'(M/KM)',
1//)
WRITE(5,26)
26 FORMAT(3X,'SEC 1',4X,'SEC 2',4X,'SEC 3',10X,'TRECHO 1',4X,
1'TRECHO 2',8X,'TRECHO 1',4X,'TRECHO 2',11X,'SEC 1',4X,
1'SEC 2',4X,'SEC 3',//)
DC 29 J=3,47,2
WRITE(5,28)ALCC(1,J),ALCC(2,J),ALCC(3,J),ACNV(1,J),ACNV(2
1,J),PRESS(1,J),PRESS(2,J),SF(1,J),SF(2,J),SF(3,J)
28 FORMAT(2X,3(F6.3,3X),3X,2(4X,F8.3),4X,2(4X,F8.3),7X,3(3X,F6
1.3),/)
29 CCNTINUE

C
C CALCULO DE VAZÕES
WRITE(5,50)
50 FORMAT('1',7X,'Q(1,J+1)',6X,'Q(2,J+1)',6X,'Q(3,J+1)',/)
WRITE(5,65)
65 FORMAT(3(8X,'(M3/S)'),/)
DC 60 I=1,3
DC 60 J=1,49
60 Q(I,J)=A(I,J)*V(I,J)
DC 75 J=2,48,2
75 WRITE(5,80) Q(1,J+1),Q(2,J+1),Q(3,J+1)
```

```
80 FORMAT(/,7X,3(F8.3,6X))  
      STOP  
      END
```

```
// XEQ  
// *
```

## APÊNDICE 2

Programa para Cálculo das Características  $XP$  e  $K$  de um Trecho de Canal, Utilizando o Método de Muskingum.

```
// FCR
*ICCS(2501READER,1403PRINTER,PLCTTER)
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
C *****
C MCDEL0 HIDROLOGICC - METODO DE MUSKINGUM
C
C DETERMINACAO DE XP E K
C *****
C DIMENSICN XI(28),Q(28),SS(28),XY(28),S(28)
C
C XI - VAZAO DE AFLUENCIA
C Q - VAZAO DE EFLUENCIA
C S - ARMAZENAMENTO
C SS - ARMAZENAMENTO ACUMULADO
C
C READ(8,1) (XI(I),I=1,28)
C READ(8,1) (Q(I),I=1,28)
1 FORMAT(10F8.3)
DT=900.
DO 5 I=1,27
5 S(I)=(DT/(2.*3600.))*(XI(I)+XI(I+1)-Q(I)-Q(I+1))
SS(1)=0.
DO 10 I=2,28
SS(I)=SS(I-1)+S(I-1)
10 CONTINUE
WRITE(5,15)
15 FORMAT('1',///,20X,'AFLUENCIA',10X,'EFLUENCIA',9X,
*'ARMAZEN.',9X,'ARM. ACUM.',/)
WRITE(5,16)
16 FORMAT(21X,'(M3/S)',13X,'(M3/S)',11X,'(M3/S*H)',9X,
*'(M3/S*H)',/)
DO 20 J=1,28
WRITE(5,20) XI(J),Q(J),SS(J)
```



```
      IF(J-28) 25,36,36
25  WRITE(5,35) S(J)
30  FCRMAT(/,19X,F7.2,12X,F7.2,30X,F8.4)
35  FORMAT(/,57X,F7.4)
20  CCNTINUE
36  XP=C.C30
40  DC 50 I=1,28
50  XY(I)=XP*XI(I)+(1.-XP)*C(I)
      CALL SCALF(0.8,0.8,0.,0.)
      CALL FGRID(0,0.,0.,1.,7)
      CALL FGRID(1,0.,0.,1.,6)
      CALL FPLCT(-2,0.,6.05)
      CALL PCINT(5)
      CALL FPLOT(1,7.05,0.)
      CALL FPLCT(2,7.05,0.)
      CALL PCINT(2)
      CALL FPLOT(1,0.,0.)
      CALL FCHAR(-2.5/8.,-0.30,0.1,0.15,0.0)
      DC 52 N=4,28,4
      Y1=FLCAT(N/4-1)
52  WRITE(7,53) Y1
53  FCRMAT(F4.0,4X)
      CALL FCHAR(6.5,-0.30,0.1,0.15,0.0)
      WRITE(7,56)
56  FCRMAT('XY(M3/S)')
      Y2=-1./16.
      DC 33 N=1,6
      Y3=FLCAT(N-1)
      CALL FCHAR(-0.35,Y2,0.10,0.15,0.0)
      WRITE(7,51)Y3
51  FCRMAT(F2.0)
      Y2=Y2+1.0
33  CCNTINUE
      CALL FCHAR(0.15,6.00,0.10,0.15,0.0)
      WRITE(7,57)
57  FCRMAT('SS(M3/S*H)')
```

```
CALL FPLCT(-2,C.,C.)
CC 60 N=1,28
Z1=XY(N)
VT1=SS(N)
60 CALL FPLCT(2,Z1,VT1)
CALL FPLCT(1,0.,0.)
CALL FCHAR(6.50,6.0,0.1,0.15,0.0)
WRITE(7,61)
61 FORMAT('XP=')
CALL FCHAR(6.95,6.0,0.1,0.15,0.0)
WRITE(7,62) XP
62 FORMAT(F5.3)
XP=XP+0.050
IF(XP-0.200) 70,70,80
70 CALL FPLCT(1,277.5/20.32,C.)
GC TC 40
80 CALL EXIT
END
```

```
// XEQ
```

```
// *
```

### APÊNDICE 3

Programa para o Cálculo da Vazão de Efluência,  
Utilizando o Método de Muskingum.

```
// FCR
*IOCS(2501READER,1403PRINTER,PLOTTER)
*LIST SCURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
C *****
C  MODELO HIDROLOGICO - METODO DE MUSKINGUM
C    DETERMINACAO DA VAZAO DE EFLUENCIA
C  *****
C    DIMENSICAO T(28),XI(28),Q(28)
C
C  T - TEMPO
C  XI - VAZAO DE AFLUENCIA
C  Q - VAZAO DE EFLUENCIA
C
  READ(8,1) (XI(I),I=1,26)
  READ(8,2) DT,XP,XK,N
  1 FORMAT(10F8.3)
  2 FORMAT(3F8.2,14)
  WRITE(5,3)
  3 FORMAT('1',//,13X,'DT',5X,'XP',5X,'XK',5X,'N',//)
  WRITE(5,4) DT,XP,XK,N
  4 FORMAT(9X,3F7.2,15,///)
  D=XK-XK*XP+0.5*DT
  CC=(XK*XP+0.5*DT)/D
  C1=(-XK*XP+0.5*DT)/D
  C2=(XK-XK*XP-0.5*DT)/D
  Q(1)=C.
  T(1)=C.
  DO 5 I=2,N
    T(I)=T(I-1)+0.25
  5 Q(I)=CC*XI(I-1)+C1*XI(I)+C2*Q(I-1)
    WRITE(5,10)
  10 FORMAT('1',14X,'MODELO DE ARMAZENAMENTO - METODO DE MUS',
```

```
*'KINGUM',//)
WRITE(5,15)
15 FORMAT(//,17X,'TEMPO',7X,'AFLUENCIA',7X,'EFLUENCIA',/)
WRITE(5,16)
16 FORMAT(18X,'(H)',11X,'(M3/S)',11X,'(M3/S)',/)
WRITE(5,20) (T(J),XI(J),Q(J),J=1,26)
20 FORMAT(/,17X,F5.2,8X,F8.3,8X,F8.3)
CALL SCALF(0.15,0.30,0.,0.)
CALL FGRID(0,0.,0.,4.,8)
CALL FGRID(1,0.,0.,2.,7)
CALL FPLCT(-2,0.,42.5/3.)
CALL PCINT(5)
CALL FPLCT(1,97./3.,0.)
CALL FPLCT(2,97./3.,0.)
CALL PCINT(2)
CALL FPLCT(1,0.,0.)
DO 25 K=1,N
Y1=FLCAT(K-1)
25 CALL FPLCT(2,Y1,XI(K))
CALL FPLCT(1,0.,0.)
DO 30 K=1,N
Y2=FLCAT(K-1)
30 CALL FPLCT(2,Y2,Q(K))
CALL FCHAR(-1./3.,-5./6.,0.1,0.15,0.0)
DO 35 J=4,32,4
Y1=FLCAT(J/4-1)
35 WRITE(7,40)Y1
40 FORMAT(F2.0,4X)
CALL FCHAR(30.,-5./6.,0.1,0.15,0.0)
WRITE(7,45)
45 FORMAT('T(HORA)')
Y2=-1./6.
DO 55 N=2,14,2
Y3=FLCAT(N-2)
CALL FCHAR(-35./15.,Y2,0.10,0.15,0.0)
WRITE(7,50)Y3
```

```
50 FORMAT(F3.0)
   Y2=Y2+2.0
55 CONTINUE
   CALL FCHAR(1.,14.,0.1,0.15,0.0)
   WRITE(7,60)
60 FORMAT('I,Q(M3/S)')
   CALL EXIT
END
```

```
// XEQ
// *
```